

Donaubücke Möhringen

Von Regierungsbaudirektor Arthur Lämmlein, Freiburg/i. Br.

DK 624.21.012.46 Spannbetonbrücke

Umgehungsstraße Möhringen

Die Bundesstraße Nr. 311 verläuft zwischen Immendingen und Möhringen im Zuge des breiten Donautales und überschreitet östlich von Möhringen im Anschluß an eine schienengleiche Kreuzung der Bahnlinie Immendingen—Tuttlingen die Donau. Der erst 1940 erneuerte und zugleich verstärkte hölzerne Überbau auf massiven Widerlagern und Pfeilerfundamenten dieser Donaubücke bei Möhringen fiel zu Ende des Krieges der Vernichtung anheim. Die über den Resten der alten Widerlager und Pfeiler im Jahr 1945 errichtete hölzerne Behelfsbrücke genügte aber nicht den Belastungen des heutigen Straßenverkehrs und erlitt infolge der übermäßigen Beanspruchungen starke Schäden. Die Brücke mußte trotz wiederholter kostspieliger Instandsetzungen, zeitweiser Sperrung für den schweren Verkehr und trotz umfangreicher Holzschonmaßnahmen auf die Dauer nicht in einem betriebssicheren Zustand gehalten werden.

Bereits vor dem Kriege war ein Neubau dieser Donaubücke geplant, wobei gleichzeitig auch die schienengleiche Kreuzung mit der Bahnlinie beseitigt werden konnte, und zwar sollte der Neubau östlich der alten Brücke angeordnet werden, um die nötige Entwicklungslänge für die Bahnkreuzung zu ermöglichen.

Im Jahre 1945 erschien auch eine Umgehung von Möhringen besonders notwendig und dringend, weil die Enge und die starke Unübersichtlichkeit der Durchfahrt besonders große Schwierigkeiten für den Straßenverkehr mit sich bringen. Deshalb wurde im Zusammenhang mit dem Neubau der Donaubücke und der Überführung über die Bahn auch die Umgehung des Ortes geplant. Dieser Plan wurde in der Weise verwirklicht, daß die Donaubücke westlich von Möhringen gebaut und die

Bundesstraße im Anschluß daran auf das Südufer der Donau verlegt wurde, wo sie dann in der Nähe der alten Donaubücke wieder in den früheren Straßenzug in Richtung Tuttlingen einmündet (Bild 1). Die Lage der Donaubücke an dieser Stelle ermöglicht auch die Anordnung der Bahnkreuzung in ihrer unmittelbaren Nähe, da Bahn und Donau hier sehr nahe nebeneinander verlaufen und die vorhandene Bundesstraße schon beträchtlich höher als die Bahn liegt. Für die Kreuzung mit der Bahn und der Donau konnten getrennte Bauwerke errichtet werden, von denen jedes für sich rechtwinklig zu den Widerlagern gespannte Tragwerke erhielt, ohne daß hierdurch die Abstimmung beider Bauwerke aufeinander leidet.

Daß bei dieser Gesamtplanung die alte schienengleiche Kreuzung östlich von Möhringen und auch die alte Donaubücke nach entsprechendem Umbau für den Ortsverkehr beibehalten werden müssen, wurde im Interesse des Durchgangsverkehrs in Kauf genommen.

Besonderer Wert wurde auf eine flüssige Straßenführung der Umgehungsstraße gelegt. Die durch die örtlichen Verhältnisse für die Trassierung gegebenen Zwangspunkte waren neben der Lage des jetzigen Donaubettes die Forderung auf einen zuverlässigen und ungestörten Hochwasserabfluß und daneben noch die Rück-

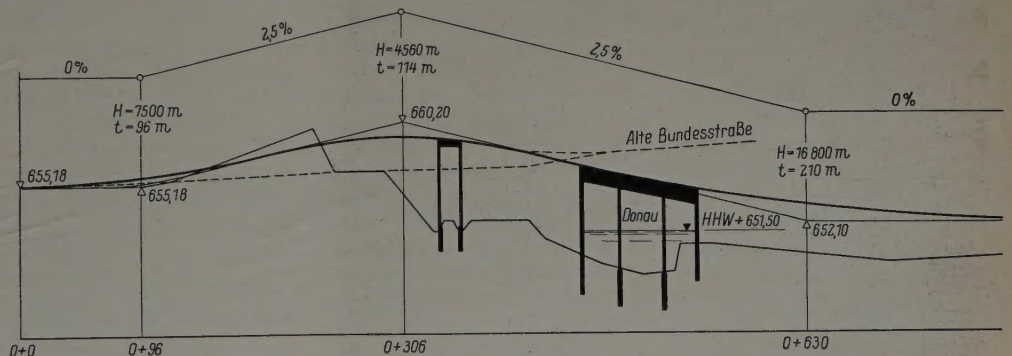


Bild 2. Höhenplan



Bild 1. Lageplan

sichtnahme auf eine spätere Flußkorrektur. Die Höhe der Straße war durch die Forderung auf eine genügend hochwasserfreie Lage der Donaubücke und der Straße selbst sowie auf Einhaltung des Lichtraumprofils für die Elektrifizierung der Bahnlinie gegeben. Die Rampensteigungen sollten das Maß von 2,5% nicht überschreiten. Hierfür war die benachbarte Lage von Donaubücke und Bahnkreuzung wegen der durch beide Bauwerke bedingten Höhenlage der Straße sehr erwünscht (Bild 2). Auch das Landschaftsbild des Donautales unterhalb der bekannten Versinkungsstellen Immendingen sollte durch die Baumaßnahme nicht beeinträchtigt werden.

Die gewählte Trasse des Straßenneubaus von zusammen 2,58 km Länge berücksichtigt in weitgehendem Maße alle diese Forderungen. Eine flüssige Linienführung ist durch Wahl von Krümmungshalbmessern von mindestens 400 m gewährleistet. Alle Krümmungsänderungen sind stetig, wobei die Wendungen ohne Einschaltung von Zwischengeraden ausgeführt wurden. Da überhaupt keine Geraden eingeschaltet sind, konnte die Fahrbahnmittellinie als Bezugslinie genommen und der Querschnitt bei einer größten Querneigung von 6% um sie gedreht werden. Auch im Aufriß wurden zur Erzielung einer guten Übersichtlichkeit sehr große Ausrundungen gewählt.

In diese Linienführung mußten die Bauwerke eingefügt werden, ohne daß ihre Güte und ihr Aussehen beeinträchtigt wurden. Dies war wohl mit Schwierigkeiten und auch mit einer Erhöhung der Baukosten verbunden, die aber mit Rücksicht auf die vordringlichen Forderungen des Straßenverkehrs in Kauf genommen wurden.

2. Donaubrücke

Für die Kreuzung der Umgehungsstraße mit der Donau wurde eine Stelle gewählt, an der das Donaubett in seinem gegenwärtigen Zustand voraussichtlich auch bei der Durchführung der geplanten Donaukorrektur beibehalten wird. Allerdings wird sich nicht vermeiden lassen, daß sich die Fließrichtung im Donaubett später ändert. Deshalb wurde schon in dem von der Straßenbauverwaltung aufgestellten Brückenentwurf eine Lage der Pfeiler und Widerlager angenommen, die zwischen beiden Fließrichtungen vermittelt und etwa der Strömungsrichtung bei Hochwasser entspricht. Außerdem wurden die Pfeiler durch Anordnung von Rundstützenpaaren aufgelöst. Sie sollten in offener Wasserhaltung zwischen Spundwänden auf das hier anstehende Gerüst aus wohlgeschichteten Kalken gegründet werden.

vorschläge brachten in der Hauptsache Verbesserungen der Hohlplatte durch Anordnung von Hohlkästen und damit Massenersparnisse. Kostenermäßigungen. Zur Ausführung bestimmt wurde der Entwurf, den Dr.-Ing. Leonhardt, Stuttgart, im Auftrag Bauunternehmung F. X. Sichter, Freiburg, bearbeitet hatte. war an Stelle eines massiven Pfeilers mit langen Pfeilerwänden an Stelle von Stützenpaaren jeweils nur eine elliptische Einzelstütze von 1,80 m Breite und 3,10 m Länge vorgeschlagen. Durch diese drungenen Stützen wird der Wasserablauf auch bei wechselnder Richtung nicht behindert. Diese Lösung bot aber auch beachtliche Vorteile in wirtschaftlicher Hinsicht, weil dadurch die Ausmaße der Pfeiler und die Kosten der Gründung wesentlich ermäßigt werden konnten.

Den Pfeilern mußte der Querschnitt der Brücke angepaßt werden. Er besteht aus einem 4,50 m breiten Hohlkasten, der also nur w

Immerdingen



Bild 3a. Ansicht

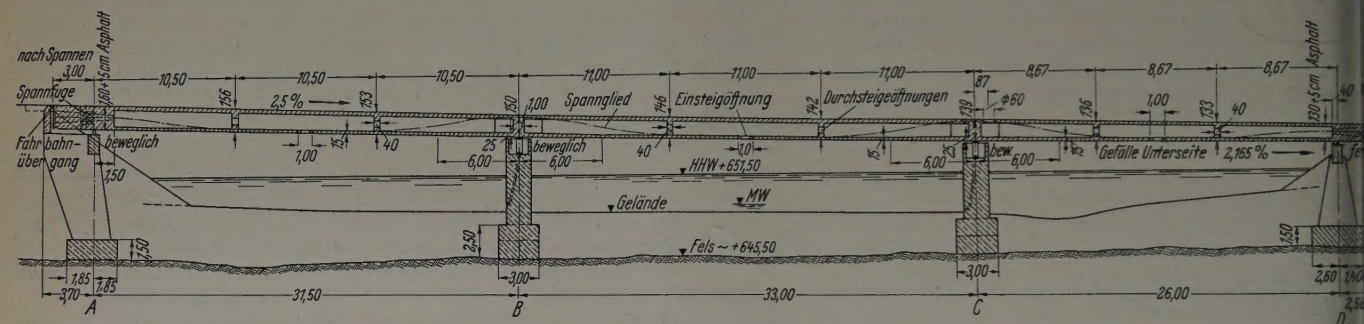


Bild 3b. Längsschnitt

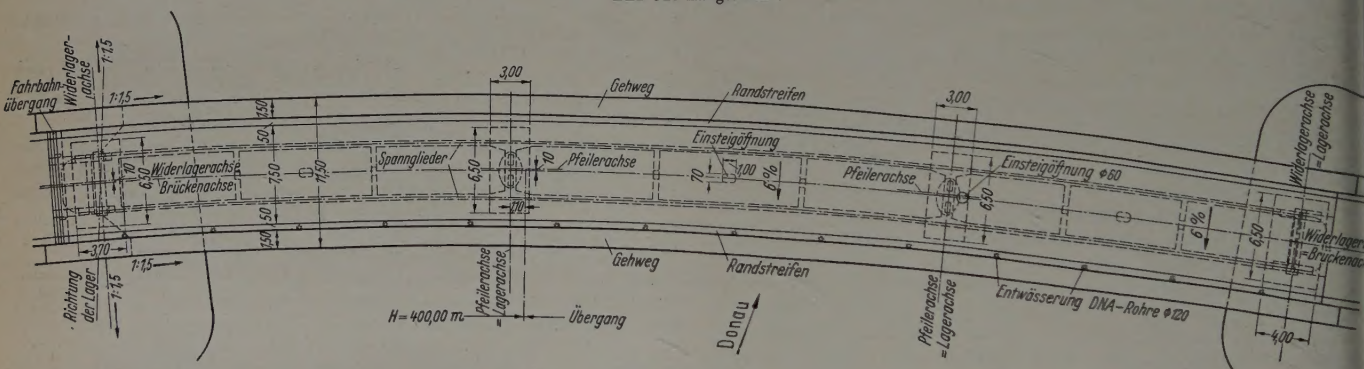


Bild 3c. Draufsicht

Die Brücke liegt in einem durchgehenden Längsgefälle von 2,5% und im Grundriß z. T. in einem Bogen von 400 m Halbmesser und z. T. in dem anschließenden Klothoidenübergang zu dem folgenden, aber außerhalb der Brücke liegenden gleichgerichteten Bogen von 1200 m Radius. Die Querneigung, die an sich im Verlauf der Brücke entsprechend der Krümmung der Klothoide von 6 auf 5% hätte ermäßigt werden können, wurde zur Vereinfachung mit 6% gleichmäßig über die ganze Brückenlänge beibehalten.

Der Brückenquerschnitt weist in Anlehnung an den Querschnitt der freien Strecke der Umgehungsstraße eine Fahrbahnbreite von 7,50 m mit Randstreifen von je 0,50 m auf, dazu beiderseitige Gehwege von je 1,25 m Breite, eine Gesamtbreite also von 10,50 m.

Der Verwaltungsentwurf sah eine vorgespannte Hohlplatte über 3 Öffnungen vor mit Stützweiten von 27,20 + 40,00 + 23,50 m.

Die bei der Vergabe der Arbeiten im öffentlichen Wettbewerb eingereichten Gegen-

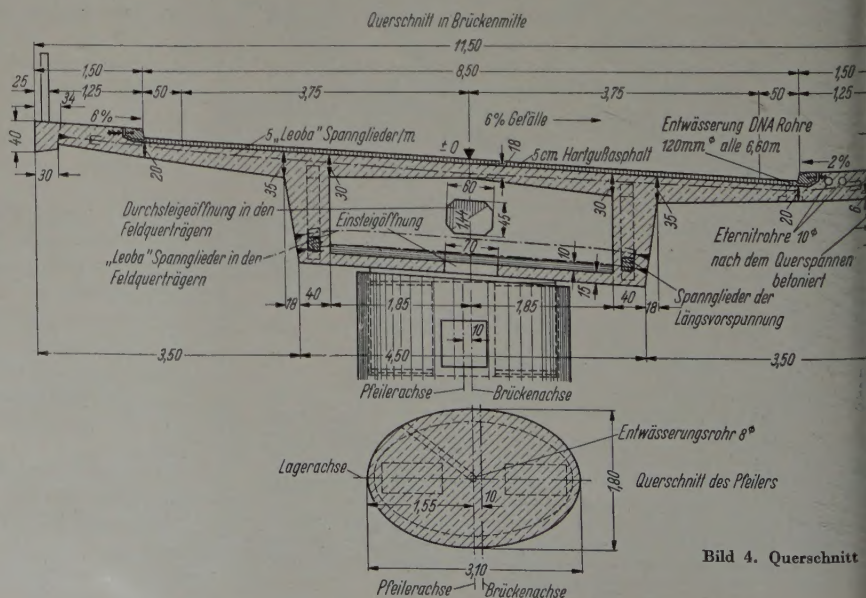


Bild 4. Querschnitt

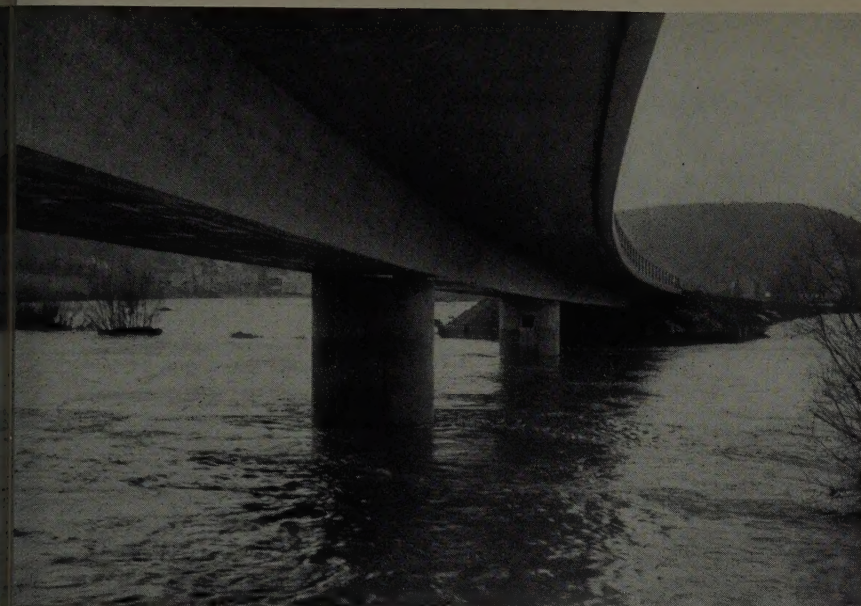


Bild 5. Untersicht

die Pfeilerellipsen heraussteht, mit weit ausladenden Krag- zu beiden Seiten, so daß die Brückenplatte insgesamt 11,50 m ist (Bild 3 und 4). Die Brücke erhält hierdurch aus der Nähe ein neues, ungewohntes Bild (Bild 5).

Brücke war für die Brückenklasse 60 der DIN 1072 zu be- n. Der statischen Untersuchung lagen die Vorschriften DIN 1075 und 4227 zugrunde. Für den hochbeanspruchten Beton berbaus erwies sich die Betongüte B 300, für den der Pfeiler und der Pendel B 600 als nötig. Mit Rücksicht auf die Eigen- es Brückentragwerks wurde eine Vielzahl von Belastungs- ssen untersucht: Eigengewicht und Vorspannung, ausmittig des Eigengewicht infolge Kurvenlage, oberer und unterer wert der Verkehrslasten, seitlich gestellte Verkehrslasten, auf belastete und unbelastete Brücke usw. Aus der wechsel- Zusammenwirkung dieser Einflüsse wurden 6 Lastfälle zu- engestellt und der ungünstigste der Bemessung zugrunde gelegt.

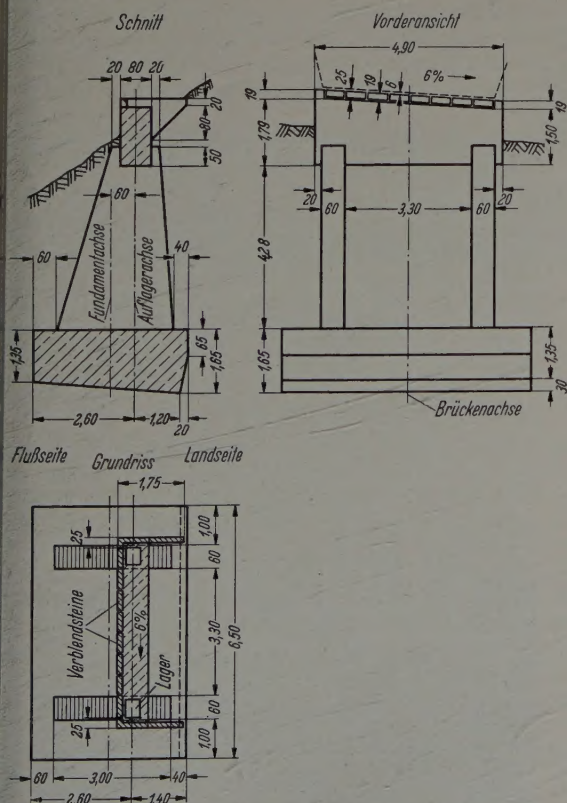


Bild 6. Widerlager für festes Auflager

den Querschnitt der Pfeiler. Er hätte sonst noch weiter verkleinert werden können.

In Höhe Oberkante Fundament ergibt sich im Pfeiler und auch in den Widerlagerwänden im ungünstigsten Lastfall schiefe Biegung mit Achsdruck. Um die Spannungen in der Bodenfuge unter ständiger Last gleichmäßig zu erhalten, wurden die Pfeiler gegenüber der Brückenachse um 10 cm nach Unterstrom und die Fundamentplattenachse des Widerlagers Tuttlings gegenüber der Lagerachse um 60 cm nach dem Fluß zu versetzt. Da in den Stützen bei ungünstiger Laststellung Zugspannungen auftreten, wurden sie bewehrt. Die Pfeilerschäfte wurden in einem Zuge bis Oberkante Pfeiler, d. h. einschließlich der Kammerwände betoniert, so daß Arbeitsfugen vermieden werden konnten. Da außerdem die Pfeilerschalung mit Hartfaserplatten ausgelegt war, konnte eine sehr gleichmäßige Sichtfläche erzielt werden. Sie wurde nicht bearbeitet und läßt die zahlreichen senkrechten Brettungen nicht erkennen.

Als festes Brückenlager befindet sich auf dem nach Tuttlings zu gelegenen Widerlager ein Linienkipplager (Bild 7). Bei dem beweglichen Lager am anderen Brückende ist die Kammerwand zur Aufnahme des Fahrbahnübergangs auf die Widerlagerlängswände aufgesetzt und in diese eingespannt. Die Burckhardt-Rollenlager von je 80 cm Länge sind hier in einem Achsabstand von 2,90 m angeordnet und in der Ansicht durch vorgesetzte Betonformsteine verdeckt (Bild 8). Auch das feste Lager ist ähnlich verkleidet. Die Höchstbeanspruchung der Rollenlager ist 10 t/cm².

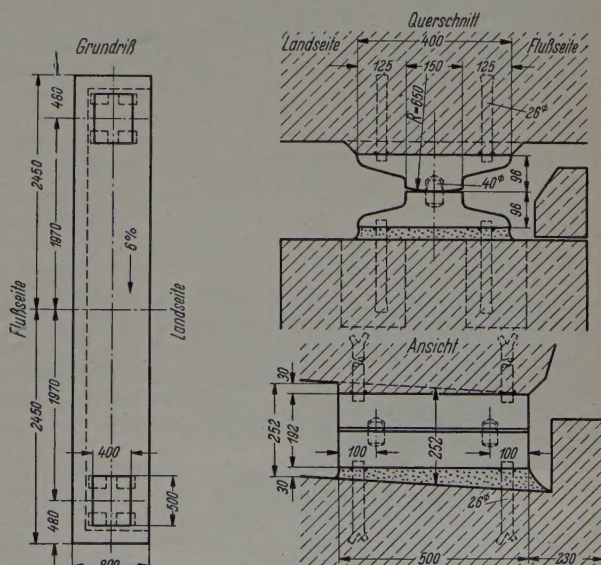


Bild 7. Festes Lager

Erhaltung der Querschnittsform und Erhöhung der Vorspannsteifigkeit sind in jedem Feld zwei Querträger angeordnet, die allseitig mit den Wänden des Kastens verbunden sind und die Drillmomente überlasten über die Pendel und Rollen auf die Pfeiler übertragen. Zur Übertragung der gesamten Stützenlasten auf die Pfeiler dienen über 10 m nach innen versetzten Pendel, die über

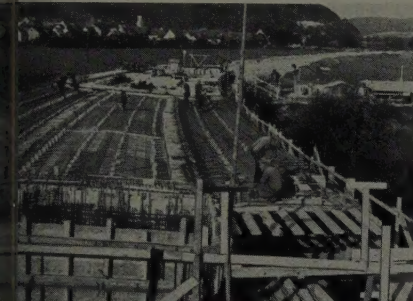


Bild 12. Bewehrung der Fahrbahnplatte

in jedem Feld 1,00 m dicke Querträger, in die 40 Leoba-Spannglieder einer Gesamtvorspannkraft von rd. 1000 t unter Anpassung an den Spannungsverlauf eingelegt wurden (Bild 10 u. 11). Auch die übrigen Querträger sind vorgespannt.

Die große Drehsteifigkeit des ausgesteiften Hohlkastens

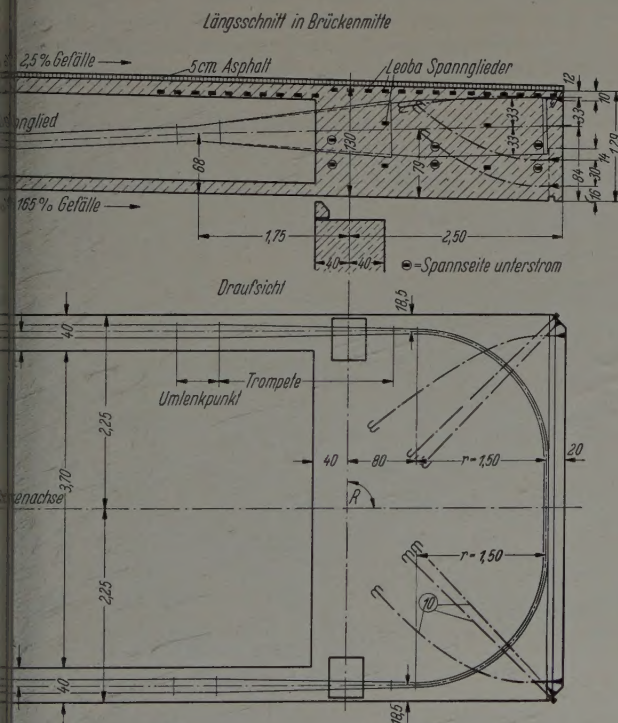


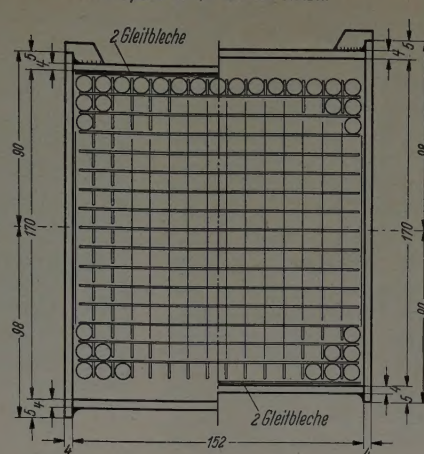
Bild 13. Spannbewehrung am Brückenende mit festem Lager

Auch bei einseitiger Verkehrsbelastung der gesamte Querschnitt wird gleichmäßig zum Mittragen herangezogen. Eine näherungsweise Berechnung ergab, daß die seitlich stehenden Lasten die Stege etwa im Verhältnis 0,6 : 0,4 beanspruchen.

Die 18 bis 35 cm dicke, 3,61 m über die Stegachsen ausladende Fahrbahnplatte ist in den verhältnismäßig dicken Hauptstützen nach beiden Seiten fast starr eingespannt. Sie läuft auf wie die untere 15 cm dicke Platte des Hohlkastens in Längsrichtung bis auf den Stützenbereich in gleichbleibender Dicke durch. Den Pfeilern wird die Druckplatte von 15 cm auf 25 cm verstärkt und die Verstärkung auf eine Länge von 5 m verzogen. Die seitlichen Gesimse sind 40 cm hoch.

Für die Aufnahme der erheblichen Kragmomente mußte die Fahrbahnplatte quer vorgespannt werden. Man begnügte sich mit einer eingeschränkten Vorspannung, wobei im ungünstigsten Fall noch bei 50% der Verkehrslast volle Vorspannung vorhanden ist. Die

Umlenkpunkt im Feld über den Stützen



Zwischen den Umlenkpunkten
insges. 15 x 16-240 Litzen, 7 drähtig, Draht 3mm^Ø

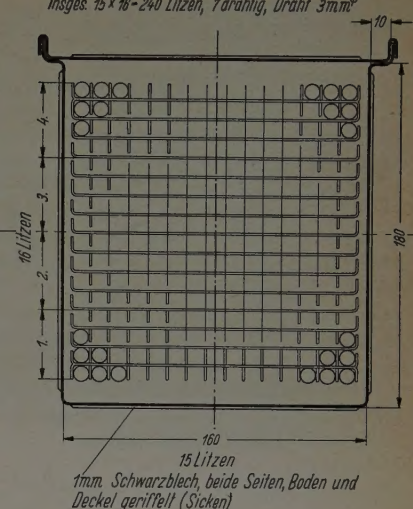


Bild 14. Querschnitte der Blechkästen mit Kabel

Umlenkwinkel sind bei den Quervorspanngliedern klein, so daß hier nur ein verhältnismäßig geringer Verlust an Vorspannkraft berücksichtigt werden mußte. Die Leoba-Spannglieder (5 Spannglieder je feld. m) bestehen aus je 12 Drähten $\varnothing$ 5,2 mm St. 145/165. Sie sind in den kräftigen Randbalken abwechselnd gespannt und verankert. Im ganzen wurden 480 Leoba-Spannglieder in die Fahrbahnplatte eingebaut. Bild 12 zeigt die Verlegung.

Der Brückenüberbau wurde in der Längsrichtung nach dem Verfahren Baur-Leonhardt vorgespannt, wobei die Vorspannkraft nur von einer Seite aus, und zwar derart aufgebracht wurde, daß das massive Brückenende als Spannblock durch die Pressen von der



Bild 15. Konsolen für die Spannbewehrung

Brücke weggedrückt wurde. Hierbei wurde eine vorübergehende Überspannung um 10% zugelassen, weil eine Untersuchung ergeben hatte, daß dann bei Annahme eines Reibungsbeiwertes von 0,25 im Endzustand noch genügend Vorspannkraft vorhanden ist. Der Spannblock erhielt eine Breite von 4,10 m; an dem anderen Ende wurden die Spannglieder in einer Schlaufe einbetoniert (Bild 13).

Als Spannstahl dienten 7drähtige Litzen $\varnothing$ 9 mm aus kaltgezogenem Tiegelgußstahl St. 180 mit einer Litzenbruchfestigkeit von 18,0 t/cm² und einer Drahtdicke von 3 mm. Im ganzen wurden 2960 m Litzen in Blechkästen 16 x 16 cm Quer-

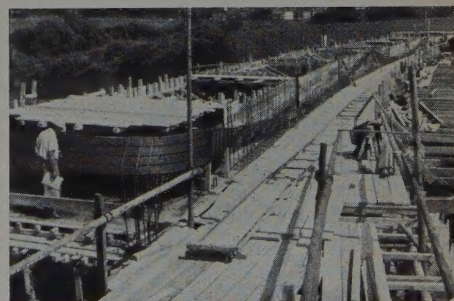


Bild 16. Spannbewehrung der Längssteg

schnitt verlegt, und zwar in 2 Strängen zu je 240 Litzen um 2 Umlenkkörper an den Brückenenden. Die Blechkanäle aus 1 mm dickem gezacktem Schwarzblech wurden an den Stoßstellen verschweißt, ihre Deckel gefalzt. Mit Rücksicht auf die Brückenlänge und die Temperaturschwankungen mußten in den Blechkanälen geeignete Ausdehnungsmöglichkeiten vorgesehen werden. Die Litzen wurden nur in den Morgen- und Abendstunden verlegt.

Zur Verminderung der Reibung der Spannglieder beim Spannen wurden besondere waagerechte und senkrechte Umlenkpunkte angeordnet, zwischen denen das Spannglied geradlinig verläuft, so daß sich als Spanngliedachse ein Polygon ergibt. An den mit großem Krümmungshalbmesser ausgebildeten Umlenkpunkten wurden zwischen den Litzen und den hier aus dickem Blech bestehenden Kästchen doppelte Gleitbleche aus hartem Bandstahl mit einer Paraffin-Zwischenschicht angeordnet. Zwischen den Umlenkpunkten berühren die Litzen die Blechkästen nicht, da diese um rd. 1 cm größer sind als der Querschnitt des Litzenkabels (Bild 14). Auch auf diese Weise konnten die Kraftverluste des Spanngliedes infolge Reibung herabgesetzt werden. Der Blechkasten des Spannkabels ruht auf Betonkonsolen, die in genauer Lage an der Schalung angebracht worden waren (Bild 15). Die Spannbewehrung der Längsstege ist im Bild 16 zu sehen.

Der Beton für den Überbau wurde — wie auch bei den Pfeilern und Widerlagern — mit Pumpen gefördert. Die Zuschlagstoffe waren in 4 Körnungen getrennt, wobei noch zur Verbesserung der Pumpfähigkeit eine geringe Menge Feinstsand zugesetzt wurde. Um das Schwindmaß gering zu halten, wurde für den ganzen Überbau Portlandzement Z 225, und zwar 340 kg/m^3 verwendet und zur Herabsetzung des Wasserzementwerts noch 3 kg Plastokrete je m^3 zugegeben. Auf diese Weise konnte der Beton auf rd. 100 m Länge und 8 m Höhe so trocken durch die Leitung gedrückt werden, daß er mit Innenrüttlern noch innerhalb der sehr dichten Bewehrung verarbeitet und die geforderten Betonfestigkeiten überschritten werden konnten.

Die Betonarbeiten für den Überbau waren so eingeteilt, daß zunächst die untere Platte hergestellt wurde, danach die Brückenenden und feldweise die Stege, schließlich die Fahrbahnplatte. Hierbei blieben die Teile über den Pfeilern mit den Querträgern zunächst offen. Die Gesimse wurden erst nach Beendigung aller Vorspannarbeiten und nach dem Ablassen des Lehrgerüsts eingeschalt und betoniert, um sie unabhängig von den Verformungen des Tragwerks plangetreu herstellen zu können. Aus diesem Grunde war auch die Unterkante der Hauptträger an beiden Außenrändern auf 40 cm Breite um Dielendicke nach unten stärker ausgeführt, damit bei unvorhergesehenen Verformungen die Sichtkanten leicht nachgearbeitet werden konnten. Dank der Steifigkeit des Lehrgerüsts war allerdings ein Nacharbeiten nicht mehr erforderlich.

Nach Erreichen einer Mindestdruckfestigkeit des Betons in der Fahrbahnplatte von 120 kg/cm^2 und wenige Tage nach dem Schließen der Überbaulücken über den Pfeilern wurde zunächst eine Längsvorspannkraft von 300 t entsprechend einer mittigen Betonspannung von 6 kg/cm^2 aufgebracht, um das Auftreten von Schwindrissen zu vermeiden. Tatsächlich weist die rd. 100 m lange Brücke keinerlei Schwindrisse auf. Auch bei den nach dem Spannen hergestellten Gesimsen konnten derartige Risse durch eine kräftige Längsbewehrung aus Betonrippenstahl (Queristahl) vermieden werden.

Nachdem die Druckfestigkeit des Betons auf 240 kg/cm^2 angewachsen war, wurden die Querspannglieder stufenweise gespannt, die Fahrbahnplatte ausgeschalt und sodann mit Hilfe von 6 hydraulischen Pressen zu je 450 t in 2 Stufen eine Druckkraft von rd. 2400 t aufgebracht, um auch im letzten Feld die erforderliche Vorspannung zu erzielen, und dann auf rd. 2200 t abgelassen. Beim Vorspannen wurde das Brückenende, das gleitfähig auf den Widerlagerwänden abgestützt war, um rd. 50 cm weggeschoben. Ein Abheben und Kippen des Brückenendes beim Spannen konnte durch genaues Abstimmen von Pressenachse, Litzenachse und Gleitbahn mit Sicherheit vermieden werden. Durch Beobachtungsfenster, die in den Stegen nach dem Innern des Hohlkastens zu angeordnet waren, wurde die Litzenbewegung gemessen; die Auswertung der Meßergebnisse ergab einen tatsächlichen Reibungsbeiwert μ von $0,20$ bis $0,25$. An einer Stelle wurde der Wert von $0,20$ noch unterschritten. Zum Auspressen der Spannkabel wurde ein Mörtel verwendet, der mit 100 kg PZ 225, 25 kg Alfesil, $0,6 \text{ kg}$ Intrusion Aid und 55 bis 60 l Wasser maschinell hergestellt war. Nach dem

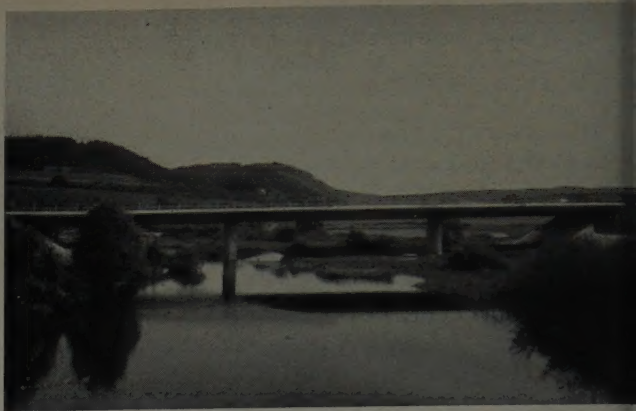


Bild 17. Donaubrücke Möhringen

Durchspülen der Blechkästchen mit Wasser und dem Ablassen Wassers wurde der Auspreßmörtel mit einem Einpreßgerät Firma Seibert-Stinnes, das mit Mischanlage und Rührwerk verbunden ist, von Hand eingepumpt. Wegen der Längsneigung der Brücke erfolgte das Einpressen der rd. 4 m^3 Einpreßmörtel nach einem neuen Programm an 2 aufeinanderfolgenden Tagen bei einer Temperatur von $+9$ bis $+2^\circ \text{C}$. An den Hochpunkten der Kanäle durch Entlüftung offen blieben, setzte sich beim Einpressen wenig Wasser ab, so daß die gute Füllung der Kanäle als gelungen angesehen werden kann. Ein Nachpressen der Blechkästen 1 bis $1,5$ Stunden war nicht mehr möglich.

Die Leoba-Spannglieder wurden bei einer Temperatur von -4°C mit einer Handpumpe von 5 bis 6 at ausgepreßt, bis Wasser, das nach vorherigem Durchspülen eingefüllt worden vollständig verdrängt war und an den Entlüftungsöffnungen



Bild 18. Eisenbahnunterführung, Ansicht von Süden

Mörtel austrat. Der Mörtel war aus 10 l PZ 225, 5 bis $5,5 \text{ l}$ W und $0,1 \text{ l}$ Plastiment hergestellt. Bei dem Nachpressen nach $1,5$ Stunden konnte noch etwas Mörtel eingepreßt werden. Bei den 620 Spanngliedern waren Verstopfungen eingetreten, das Entlüftungrohr herausgezogen war. Durch Aufspitzen am Aufkopf konnten die Verstopfungen leicht behoben werden.

Auf eine besondere Abdichtung der Fahrbahnplatte wurde Anbetracht der Quervorspannung verzichtet. Die mit 5 cm Bitumengußasphalt abgedeckte Fahrbahn und die Gehwege werden bei starken Quergefällen von 6% auf der tieferliegenden Seite unmittelbar einbetonierte DNA-Rohre $\varnothing 120 \text{ mm}$ mit oben angeschweißten Stahlstäben entwässert, die in genügendem Abstand alle $5,60 \text{ m}$ angeordnet sind. Die seitlichen Sichtflächen der Brücke und die Sichtflächen der Pfeiler und Widerlager wurden bearbeitet. Bild 17 zeigt das fertige Bauwerk.

Die Planbearbeitung und Berechnung des ausgeführten Bauwerkes lagen in den Händen des Ingenieurbüros von Dr.-Ing. I. Hardt, Stuttgart, während die Ausführung der Bauunternehmung F. X. Sichler, Freiburg i. Br., übertragen war.

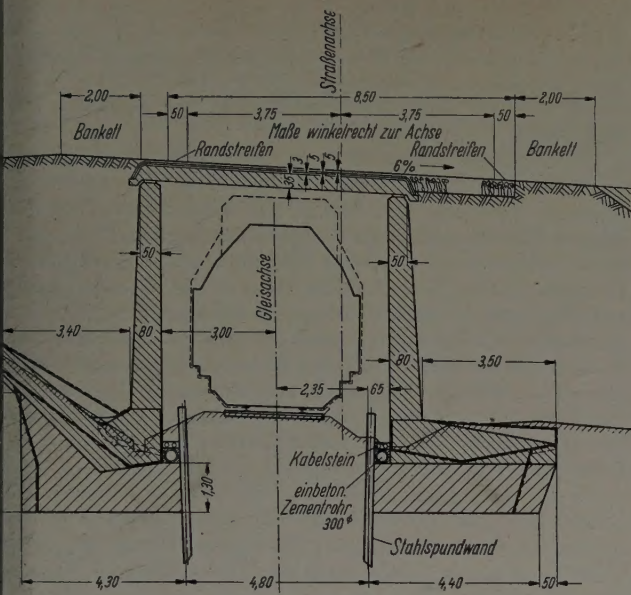


Bild 19. Querschnitt

Eisenbahnunterführung

der zur Bahnlinie etwa gleichlaufenden alten Bundesstraße die Umgehungsstraße mit einem Halbmesser von 400 m ab, kreuzt die Bahn mit einem Winkel von 17°. Damit ergab sich verhältnismäßig aufwendiges Bauwerk. Während auf der Nordseite der Anschluß der alten Straße aus der Richtung von Möhringen annähernd rechtwinkligen Abschluß des Überführungsbauwerkes ergibt, mußte auf der Südseite ein außerordentlich schräger Abschluß mit seinen besonderen Schwierigkeiten in Kauf genommen werden, um ein einigermaßen gefälliges Aussehen dieses schiefen Bauwerkes zu erreichen (Bild 18).

Widerlager des Überführungsbauwerkes haben hiernach eine Länge von östlich 37,50 m bzw. westlich 55,20 m bei einem lichten Abstand von 6,00 m. Nur im Bereich des schrägen Abschlusses der Abstand auf 5,00 m verringert werden, wobei der Überbau auf eine Länge von 5,00 m verzogen wurde.

Tragwerk war zuerst ein Zweigelenk-Rahmen vorgesehen, wurde aber dann von dieser Lösung ab, weil die Aufnahme des Seitenschubes sowohl konstruktive als auch wirtschaftliche Schwierigkeiten bereitet hätte. Aus denselben Gründen unterblieb auch eine Ausführung als eingespannter Rahmen oder als Gewölbe. Zur Ausführung kam für den Normalquerschnitt eine Lösung mit 2 Winkelstützmauern und aufgelegter, festverbundener Platte (Bild 19). Hierbei wurde das Bauwerk durch 2 Dehnungsfugen in 3 Abschnitte eingeteilt. Im Anschluß daran sind nach 3 Richtungen Flügel angeordnet, deren Längen durch die Nähe der Eisenbahn bedingt sind und 12 m bzw. 25 und 95 m betragen. Die Tragweite des Bauwerkes entspricht der Brückenklasse 60 nach DIN 1072.

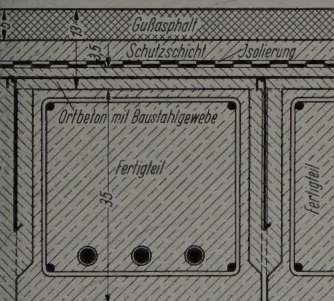


Bild 20. Fahrbahn mit Fertigteilen

Wahl von Winkelstützmauern für Widerlager und Flügel mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse und die zulässige Auflast bedingt. Im Bereich der Unterführung steht unter Albschutt als steinig-kiesiger Feinsand mit Schluffanteilen mit einem natürlichen Wassergehalt von 8,3 bis 13,2% bei einer genügenden Entwässerung hinter den Stützmauern eine Baugrundbelastung von 2,0 kg/cm² bei einer Neigung resultierenden in der Gründungssohle von 20° zugelassen werden. Sicherung des Bahnbetriebes wurden zu beiden Seiten des Baukörpers Spundwände Larssen II geschlagen, deren Köpfe durch eine Verankerung zwischen den Schienen gegeneinander gesichert waren und

in deren Schutz die Fundamente hergestellt werden konnten. Der Unterbeton unter den Stützmauerfundamenten, 1,30 m dick und 4,40 m breit, wurde hierbei abschnittsweise ausgeführt.

Bei den Betonarbeiten wurde besonderer Wert auf einwandfreie Sichtflächen gelegt. Es wurde deshalb durchweg nur senkrechte Schalung verwendet, und zwar mit von oben nach unten durchlaufenden, gleich breiten, rauhen und gespundeten Brettern. Auch die Arbeitsfugen wurden senkrecht in einer Brettstufe angeordnet, und zwar so, daß ein Bauabschnitt jeweils in einem Zuge und ohne Pause fertiggestellt werden konnte. Das Ergebnis war durchaus befriedigend und ergab ein gutes Aussehen an allen Teilen des Bauwerkes, so daß eine besondere Bearbeitung unterbleiben konnte.

Die Schalung an den Sichtflächen der Gesimse, die allein eine Bearbeitung erhielten, wurde mit Hartfaserplatten ausgelegt. So konnten die sonst auch nach der Bearbeitung noch sichtbaren Brettstöße und -fugen vermieden werden.

Bei der Schalung für die Winkelstützmauern entlang der Bahnlinie mußte weitgehend auf die Sicherheit des Bahnbetriebes Rücksicht genommen werden. Aus diesem Grunde wurden für den größten Teil der Fahrbahnplatte fertige Spannbetonteile verlegt (Bild 20). Ein Lehrgerüst aus Hico-Trägern wurde nur für das dreieckförmige Endfeld in Richtung Immendingen sowie für den Abschluß der Platte in Richtung Möhringen verwendet.

Die an der Baustelle hergestellten Spannbetonfertigträger 40/35 cm mit einer Stützweite von 6,50 m wurden nach dem Spannverfahren der Firma Dyckerhoff & Widmann mit Spannstählen $\varnothing$ 26 mm hergestellt, mit 60% ihrer Vorspannkraft vorgespannt und nach dem Versetzen durch Einlegen von weiteren Spanngliedern in für diesen Zweck vorgesehene Aussparungen auch in Gleisachse zusammengespant, nachdem die Zwischenräume zwischen den Fertigträgern durch Ortbeton geschlossen und 3,5 cm Überbeton mit Einlage von Baustahlgewebe aufgebracht waren. Anschließend erhielten die Fertigteile ihre volle Vorspannung.

Die mit Ortbeton hergestellten restlichen Teile der Platte wurden ebenfalls nach dem gleichen Verfahren quervorgespannt. Der dreieckförmige Abschluß in Richtung Möhringen mit einseitiger Auflagerung auf dem dreieckförmigen Abschluß der Stützmauer besteht aus einem stark bewehrten und vorgespannten Randträger und einer aufgelegten schlaff bewehrten Dreieckplatte (Bild 21). Im ganzen wurden 222 Spannglieder mit Längen von 6,90 m bis 23,10 m eingebaut.

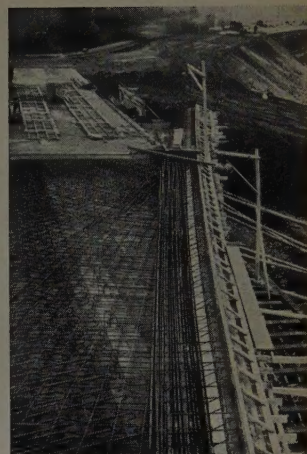


Bild 21. Südlicher Randträger mit Dreieckplatte



Bild 22. Eisenbahnunterführung und Donaubrücke

Die Spannkanäle sind mit einer Handpreßpumpe bei 4 at Höchstdruck mit einem Mörtel aus 50 kg PZ 325, 0,5 kg Plastiment und 23 l Wasser ausgepreßt worden. Zuvor waren die Spannkanäle mit Druckluft durchgeblasen und mit Wasser ausgepreßt worden. Es

wurde solange Mörtel eingepreßt, bis alles Wasser ausgetreten war und reiner Mörtel ausfloß. Darauf wurden die Entlüftungsöffnungen verschlossen, wobei der Pressendruck etwa 5 bis 10 Minuten auf dem Spannglied belassen wurde. Ein Nachpressen war nicht notwendig.

Die Platte erhielt eine Dichtung mit Kupferfolien, auf die 5 cm Hartgußasphalt aufgebracht wurde. An den Dehnungsfugen in den Stützmauern wurden an der Rückseite 2 mm dicke Oppanolstreifen aufgeklebt, während die anderen Rückflächen einen Isolieranstrich erhielten.

Planbearbeitung, Berechnung und Ausführung erfolgten durch die Bauunternehmung Müller-Altwater, Stuttgart, nach dem von der Straßenbauverwaltung aufgestellten Vorentwurf. Für die Bemessung der schiefen Bauwerksteile diente die von Baurat Dr.-Ing. Vogt, Eckernförde, nach der Bruchlinientheorie durchgeführte Berechnung als Grundlage.

Bild 22 zeigt beide Brücken nach ihrer Fertigstellung.

4. Straßenbau

Vom Abgang der alten Bundesstraße aus Richtung Immendingen bis über die Donaubrücke erhielt die Straße zur Anpassung an die Hartgußasphaltbeläge auf den Brücken und an die Befestigung des anschließenden Straßenzuges eine Schwarzdecke. Hierzu wurde zu-

nächst eine Tränkeinstreudecke ausgeführt, auf die später noch Asphaltbetonbelag auf Binder aufgebracht wird. Der Unterbau steht aus 15 cm Grobschotter 45/120, der mit Sand eingerieselt wurde und auf einer Frostschuttschicht aus Kiessand von 50 cm Dicke ruht.

Von der Donaubrücke bis zum Anschluß an die alte Bundesstraße in Richtung Tuttlingen kam dagegen eine Betondecke zur Ausführung. Auch hier war eine 50 cm dicke Frostschuttschicht aus Kiessand als obere Lage der Schüttung vorhanden, die in den ungesättigten Teilen aus dem anstehenden Albschutt besteht. Die 22 cm dicke Betonplatte von 7,50 m Breite erhielt eine durchgehende Lastraumfuge und in Abständen von 60 m bzw. 45 m Querräumfugen, wobei jeweils 2 Scheinfugen dazwischenliegen. Die Randstreifen, die je 50 cm Breite sind durch Querräumen als Preßfugen in Abständen von 4 m unterteilt und durch Längsfugen als Preßfugen von der Fahrbahn getrennt. Sie sind in der Oberschicht unter Verwendung von Dyckerhoff-Weiß und hellen Zuschlagsstoffen — 1 Gewichtsteil Dyckerhoff-Weiß auf 6 Gewichtsteile Zuschlagsstoffe — hergestelt, damit sie sich gegenüber der Fahrbahn sichtbar abheben. Die Fahrbahn erhielt als Schwindbewehrung eine Einlage von Baustahlgewebe im Ausmaß von 0,2% des Betonquerschnittes.

Die Betonstraße wurde durch die Firma Müller-Altwater, Stuttgart, ausgeführt.

Ermittlung von Biegemomenten in Platten mittels eines spiegeloptischen Verfahrens

Von Prof. Dr.-Ing. Werner Koepecke

Technische Universität Berlin-Charlottenburg

DK 624.171.5:535.51

Das im folgenden beschriebene Verfahren zur Bestimmung von Biegemomenten in dünnen, quer zu ihrer Ebene belasteten Platten wurde in gemeinsamer Arbeit von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Burkhardt, Ordinarius für Photogrammetrie und Kartenkunde an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg und dem Verfasser entwickelt. Angeregt durch den im Jahre 1950 gehaltenen Habilitationvortrag des Erstgenannten über die Anwendung der Photogrammetrie auf nicht topographische Gebiete und eine Veröffentlichung über die Nachprüfung der Planlage von Filmen [1] wurde ein Verfahren gefunden, das bei mäßigem Arbeitsaufwand auf optischem Wege unmittelbar Krümmungen von Platten geringer Durchbiegung zu messen erlaubt. Das Verfahren bietet die Möglichkeit, besonders Biegemomente solcher Platten zu ermitteln, die sich wegen ihrer Form, Stützung oder veränderlichen Dicke einer mathematischen Behandlung entziehen. Dipl.-Ing. Hans Weidemann, Assistent am Lehrstuhl für Stahlbetonbau der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg, hat bei der Durchführung der Versuche mitgewirkt, ihm kommt ein bedeutender Anteil an der endgültigen Gestaltung des Verfahrens zu.

1. Allgemeines

Zur experimentellen Ermittlung der Spannungen an Modellen von Tragwerken, in denen ein ebener Spannungszustand herrscht, dient vorwiegend die Spannungsoptik, die wegen ihrer Leistungsfähigkeit und verhältnismäßig einfachen Handhabung weite Anwendungsgebiete im Bauingenieur- und Maschinenwesen gefunden hat. Es hat auch nicht an Versuchen gefehlt, Biegemomente in dünnen, quer zu ihrer Ebene belasteten Platten durch Messungen an Modellen zu ermitteln. Obwohl im Schrifttum vielerorts hierüber berichtet wird, hat sich bisher noch keines der angegebenen Verfahren durchzusetzen vermocht.

Es gibt im wesentlichen vier Möglichkeiten zur Messung der Biegebeanspruchungen von Plattenmodellen:

1. Messung der Spannungen mit Dehnungsmeßgeräten,
2. Messung der Spannungen auf spannungsoptischem Wege [2],
3. Messung der Krümmungen mit aufgesetzten Dioptrienmessern [3],
4. Messung der Krümmungen mittels fotografischer Aufnahmen von Linien, die in dem Plattenmodell gespiegelt werden [4].

Veröffentlichungen über Spannungsermittlungen an Plattenmodellen mit Hilfe von Dehnungsmessern sind dem Verfasser nicht bekannt, obwohl nicht daran zu zweifeln ist, daß gelegentlich solche Untersuchungen ausgeführt worden sind.

Die Messung der Biegespannungen mittels spannungsoptischer Verfahren ist bisher in der Praxis selten angewendet worden, mag an der Schwierigkeit der Herstellung mehrlagiger Versuchsobjekte und den nicht auszuschaltenden Ungenauigkeiten liegen.

Krümmungsmessungen mit Dioptrienmessern sind in letzter Zeit an Plexiglas- und anderen Kunststoffplatten mehrfach mit gutem Erfolg ausgeführt worden, und auf Grund der Ergebnisse wurden entsprechende Bauwerke hergestellt. Auch hier sind gewisse Fehler nicht zu vermeiden, die ihre Ursache darin haben, daß das Modellmaterial z. T. stark zum Kriechen neigt und sein elastisches Verhalten von der Temperatur abhängt, daß weiterhin die Oberfläche der Kunststoffe sich nicht so eben polieren lassen, wie es hier für genaue Messungen notwendig ist, und daß schließlich das Instrument eine verhältnismäßig große Basis braucht, um die Krümmungen messen zu können. Bei mäßigen Ansprüchen an die Genauigkeit dürfte die Anwendung von Dioptrienmessern ausreichen, zu ihrer Handhabung einfach und zeitsparend ist.

Zu den genauesten Ergebnissen führen diejenigen Verfahren, auf der Spiegelung von regelmäßig angeordneten Linien, Raster oder Kurven im Versuchsobjekt beruhen. Ist das Plattenmodell eben, so wird die in einem größeren Abstand parallel zum Objekt angeordnete Rasterplatte unverzerrt reflektiert, während nach Verbiegung des Modells durch die Belastung das Liniennetz der Rasterplatte im Spiegelbild um so stärker verzerrt erscheint, je größer die Krümmung der Modelloberfläche ist. Es muß demnach möglich sein, aus der Gestalt des Spiegelbildes des Rasters im verformten Modell Rückschlüsse auf die Krümmungen und damit die Biegemomente zu ziehen.

Das spiegeloptische Verfahren besitzt eine Anzahl von Vorzügen:

- a) Das Plattenmodell wird nicht zusätzlich durch ein Meßinstrument belastet, so daß die Ergebnisse dadurch nicht beeinflußt werden.
- b) Aus der später abgeleiteten Gleichung für die Krümmung geht hervor, daß bei größerem Abstand zwischen Rasterplatte und Modell die Strecke, auf welche die Krümmung bezogen wird, abnimmt, so daß dadurch die Genauigkeit wächst, ohne subjektive Meßfehler die Ergebnisse in nennenswerter Weise zu verschlechtern. Beim spiegeloptischen Verfahren können die Belastungsstrecken so klein gehalten werden, daß auf ihnen z. B. der Einfluß von Dioptrienmessern nicht mehr vertretbar wäre.

Die Tangentenneigungen der Biegefläche des Modells lassen sich um so genauer bestimmen, je größer der Abstand zwischen Rasterplatte und Modell ist.

Größere Abstände zwischen der Rasterplatte und dem Modell erlauben die Benutzung großflächiger Versuchsobjekte und damit, absolut gesehen, auch größere Verformungen, die zu stärkeren Verzerrungen des gespiegelten Rasters führen, so daß wiederum die Genauigkeit der Messungen steigt.

Die Oberflächengestalt der Modelle ist aus Fabrikationsgründen unabhängig von der Modellgröße. Daher lassen sich örtliche Abweichungen von der ebenen Beschaffenheit der spiegelnden Flächen bei größeren Modellen leichter erkennen und ausgleichen. Bei kleineren, besonders, wenn nur die Oberseite allein und nicht die Ober- und Unterseite reflektieren, können Ungenauigkeiten der Spiegelflächen kleiner Versuchskörper ganz unbemerkt bleiben und somit zu falschen Messungen führen.

Beschreibung der Versuchseinrichtung

Plattenmodell

In verschiedenen Versuchen mit polierten oder lackierten Platten, mit Plexiglas- und Sekuritglasplatten wurden die Platten als für den gewünschten Zweck besonders geeignet aus-
 gewählt.

Stahle aus Blech verschiedener Metalle erwiesen sich wegen ihrer unmeidbaren Verwerfungen als unbrauchbar.

Plexiglasplatten zeigten neben den bereits erwähnten unangenehmen Kriecherscheinungen und der Abhängigkeit ihres elastischen Verhaltens von der Temperatur auch besondere Auswühlungen der Lieferungs- und örtliche derartige Schwankungen der Plattendicke auf verhältnismäßig eng begrenzten Bereichen, daß die Regelmäßigkeit der Spiegelungen stark gestört wurde. Damit die Platten für spiegeloptische Untersuchungen nicht benutzt werden können. Veränderlichkeiten der Dicke, die sich besonders leicht an Plattenranden aus klaren Gläsern durch eine unregelmäßige Aufnahme eines Rasters bemerkbar machen, denn bei konstanter Plattendicke ist der Abstand der an der Ober- und Unterseite gespiegelten Raster-
 linien ebenfalls konstant, während er entsprechend einer Zunahme oder Abnahme der Plattendicke vergrößert oder verkleinert.

Sekuritglas wird aus Spiegelglas (beidseitig geschliffenem und poliertem Glas) hergestellt, das bis zur Erweichung erhitzt und darauf in einem kalten Medium abgeschreckt wird. Es erhält dadurch entsprechend Bild 1 eine Vorspannung in der Weise, daß in den äußeren Bereichen hohe Druckspannungen, in der Umgebung der Mittellinie mäÙige Zugspannungen entstehen. Eine Sekuritglasplatte kann somit erhebliche Biegemomente aufnehmen, ohne daß in den äußeren Fasern der Plattenquerschnitte Zug auftritt, während Zugspannungen in Querschnittsmitteln infolge der Abstützung im Bereich der äußeren, gedrückten Fasern auftreten. Die Oberfläche des Sekuritglases ist für spiegeloptische Untersuchungen ausreichend eben; Kriecherscheinungen wurden nicht beobachtet, wenn man von kleinen Vergrößerungen der Formungen absieht, die bereits innerhalb eines Zeitraumes von 2 Minuten nach Aufbringen der Last zum Stillstand kommen. Das hohe Elastizitätsmodul des Sekuritglases von etwa 750 000 kg/cm² bedeutet eine verhältnismäßig starke Belastung, so daß die Beeinflussung der Ergebnisse durch das Eigengewicht der Modellplatte vernachlässigbar ist. Nachteile der Sekuritglasmodelle sind darin zu sehen, daß sie nur vor dem Abschrecken bearbeitet werden können, daß Sekuritglas veränderlicher Wanddicke, soweit bekannt, noch nicht hergestellt worden ist.

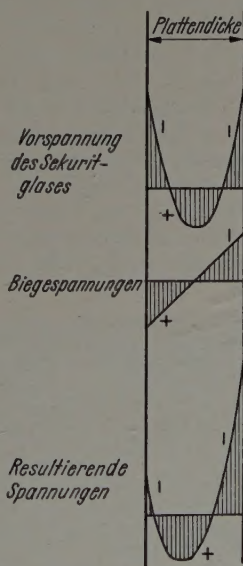


Bild 1.
Spannungen im Sekuritglas

2.2 Das Versuchsgerüst

Das Gerüst, in das die Modelle eingelegt werden, muß in sich so steif sein, daß seine Formänderungen, vor allem bei Belastung der Platten, vernachlässigbar klein sind. Es ist deshalb ratsam, es aus Stahlträgern nicht zu geringer Höhe herzustellen (Bild 2). Die Auflager des Modells müssen justierbar sein und sorgfältig in die dem

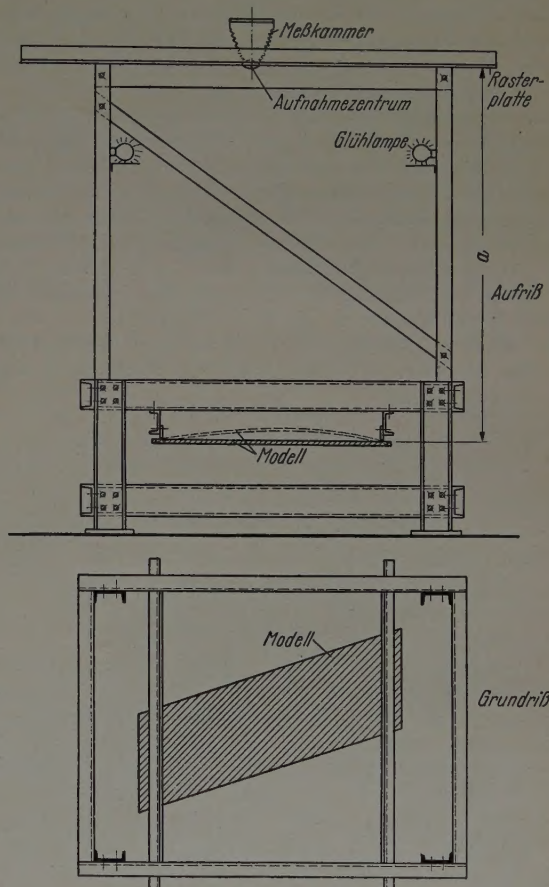


Bild 2. Versuchsgerüst

Original entsprechende Lage eingerichtet werden, denn Ungenauigkeiten in der Auflagerung führen zu erheblichen Fehlern bei den Biegemomenten. Zur Justierung haben sich Setzlibellen und Sägeblattlineale gut bewährt. Eine Bearbeitung der Auflagerstellen des Gerüsts durch Hobeln oder ähnliches ist zu empfehlen, um dort die gewünschten Bedingungen zu gewährleisten.

Das Modell wurde in das im Bild 2 gezeigte Gerüst waagrecht eingelegt und von unten belastet. Dadurch konnte sich die 3,09 m über dem Versuchsobjekt liegende Rasterplatte unbehindert spiegeln.

2.3 Die Rasterplatte

Die Rasterplatte befindet sich oberhalb des Modells auf einem kräftigen Holzgerüst, das seinerseits auf dem Stahlunterbau ruht. Sie besteht aus einer ausgesteiften Hartfaserplatte, die mit weißem Karton überzogen ist, auf den nach kartographischem Verfahren ein Netz von zwei Arten von Kreisen aufgetragen wurde. Einen Ausschnitt des Rasters zeigt Bild 3. Gewöhnlich wird die durch die Spiegelung hervorgerufene Verzerrung der großen Kreise von 4 cm Durchmesser zu Ellipsen gemessen, während die in 2 cm Abstand angeordneten kleinen Kreise von 4 mm Durchmesser für etwa notwendige Kontrollmessungen im Stereo-Komparator bestimmt sind. Der Durchmesser dieser Kreise wurde so gewählt, daß ihr Bild auf der fotografischen Platte von der

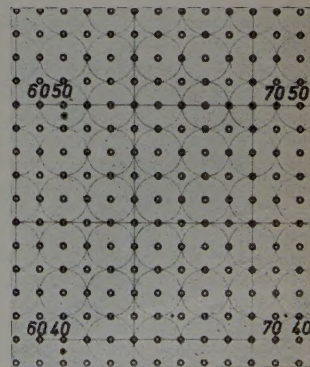


Bild 3. Ausschnitt der Rasterplatte

Meßmarke des Stereo-Komparators gerade abgedeckt wird, wodurch die Ausmessung besonders bequem und genau wurde. Mit einer Fläche von $2,50 \times 1,80$ m reichte die Rasterplatte zur Untersuchung von 1,50 m langen Modellen bei einer Aufnahme aus.

2.4 Die Kamera

Etwa in die Mitte der Rasterplatte wurde eine Meßkamera in der Weise eingebaut, daß ihr Aufnahmezentrum (Eintrittspupille) genau mit der Ebene der Rasterpunkte zusammenfiel. Gewählt wurde ein Voigtländer-Objektiv für Reproduktionszwecke Apo-Scopar 1:9 mit 296 mm Brennweite; es wurde auf 6,18 m scharf eingestellt, also auf die doppelte Entfernung zwischen Objekt und Rasterplatte, um eine möglichst gute Abbildung der Spiegelpunkte zu erzielen. Die Kammerkonstante, d. h. der Abstand zwischen Fotoplatte und Aufnahmezentrum beträgt 309 mm, so daß das Modell genau im Maßstab 1:10 abgebildet wurde und im Bild bequem ausgemessen werden konnte. Eine hinreichend scharfe Abbildung des Objektes selbst wurde durch eine Abblendung auf 1:64 bewirkt. Der Hauptpunkt, d. h. der dem Aufnahmezentrum gegenüberliegende Punkt auf der fotografischen Platte, war durch besondere Marken festgelegt. Er wird benötigt, wenn die genauen, weiter unten angegebenen Formeln zur Berechnung der Krümmung benutzt werden sollen.

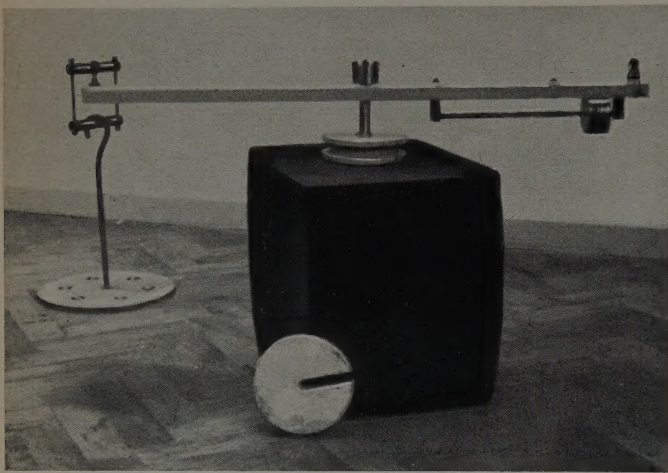


Bild 4. Belastungshebe

2.5 Die Belastungseinrichtung

Einzellasten oder Belastungen von Regelfahrzeugen werden mittels eines einfachen Hebels (Bild 4) von unten auf das Modell aufgebracht. Der Hebel ist zum Austarieren der beiden Arme mit einem Laufgewicht versehen. Mit Hilfe von einfachen, geeichten Metallscheiben wurden die notwendigen Lasten erzeugt. Bild 5 zeigt das Modell eines Schwerlastwagens mit sechs Rädern entsprechend DIN 1072. Durch statisch bestimmte, bewegliche Ver-

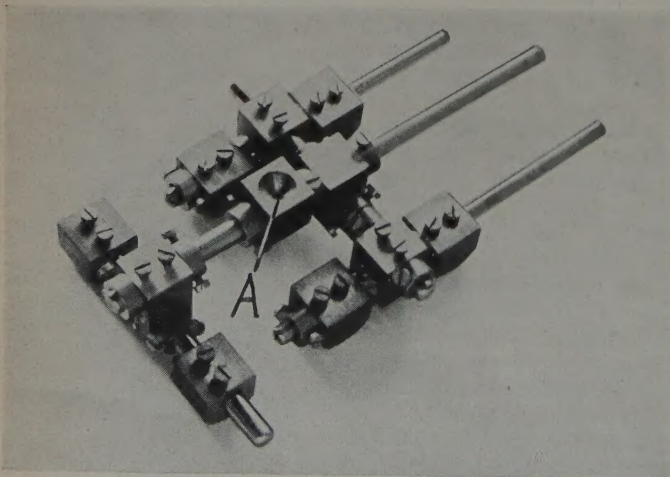


Bild 5. Modell des Schwerlastwagens

bindungen und richtige Anordnung des Punktes A, auf dem Ende des Belastungshebels ruht, lassen sich gleichmäßige drücke erzeugen.

Die Erzeugung stetig verteilter Flächenlasten bereitet Schwierigkeiten. Man ist im allgemeinen darauf angewiesen, Belastungen unstetig in einer größeren Anzahl von Punkten zubringen. Hierzu wurden im vorliegenden Falle die in Bild 6 zeigten, geeichten Spindeln benutzt und gemäß der gewüns-

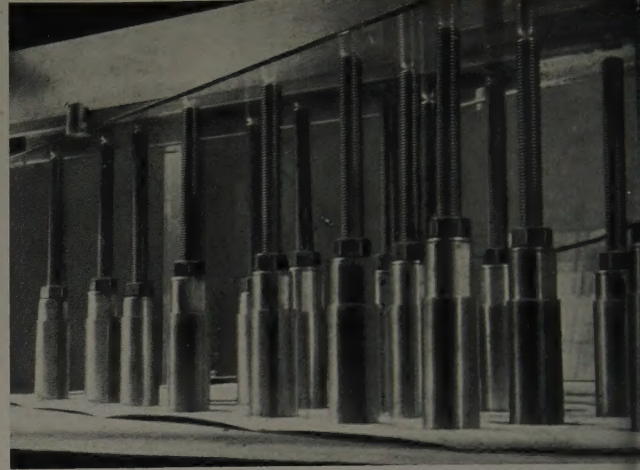


Bild 6. Belastungsspindeln

Belastung verteilt und angespannt. Durch die punktförmige einleitung verursachte kleine Unregelmäßigkeiten des Momentenverlaufs sind ohne große Bedeutung.

Da bei Plattentragwerken häufig konzentrierte oder auch der Auflagerlinien verteilte negative Auflagerkräfte vorhanden ist es zur Sicherung der Stützbedingungen nötig, das Abheben der Modelle durch Anpressen zu verhindern. Man verwendet hierzu zweckmäßig Hebel, die sich um einen runden Stahlstab drehen können und an einem Ende belastet werden, während sie sich am anderen Ende mittels kleiner Stahlkugeln gegen das Auflager des Modells pressen (Bild 7). Sind die Kugeln genau in der Lin-

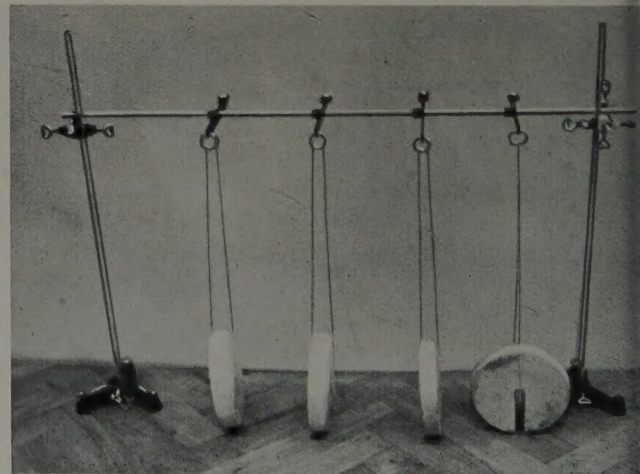


Bild 7. Hebel zum Festhalten der Lager

drehbaren Lagerung der Platte angeordnet, so behindern sie die dort auftretenden Winkeldrehungen, es führen jedoch kleine Versetzungen der Druckstellen gegenüber der Auflagerung zu merklichen Beeinflussungen des Momentenbildes. Die Belastungsvorrichtungen werden durch lockeres Ankleben von schwarzem Papier an der Unterseite des Modells so abgedeckt, daß sie auf der Fotoplatte unsichtbar bleiben, gleichzeitig verstärkt das schwarze Papier den Spiegeleffekt des Glases.

Einfeldrige Sekuritglasplatten von 5 mm Dicke und etwa 1,50 m Spannweite wurden mit punktförmigen Lasten bis 20 kg

ant, wobei sich Durchbiegungen von etwa 5 mm, also von der
Größe wie die Plattendicke selbst, einstellen, ohne daß
eine merkbare Membranwirkung als Folge der im Verhältnis
Plattendicke bedeutenden Formänderungen bemerkbar machte.

theoretische Grundlagen des spiegeloptischen Verfahrens

Einführung

Die Biegemomente der Großausführung der Platte ergeben sich
aus denjenigen des Modells durch Anwendung der Gesetze der Ähn-
keitsmechanik. Demnach besteht die erste Aufgabe in der Messung
der Biegemomente des Modells, während in einem zweiten Rechnungs-
schritt die Übertragung der am Modell ermittelten Werte auf die
Ausführung vorzunehmen ist. Neben den Biegemomenten
sind noch gelegentlich die Neigungswinkel der Plattenbiegefläche,
sowohl an den Auflagerlinien, Bedeutung haben.

Man kann sich die Biegemomente in einem karthe-
sischen Koordinatensystem aus

$$m_x = -\frac{EJ}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad m_y = -\frac{EJ}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right).$$

Die beiden Differentialquotienten sind unter Voraussetzung
der Durchbiegungen identisch mit den negativen Krümmungen
und k_y der elastischen Fläche:

$$m_x = \frac{EJ}{1-\nu^2} (k_x + \nu k_y) \quad m_y = \frac{EJ}{1-\nu^2} (k_y + \nu k_x). \quad (1)$$

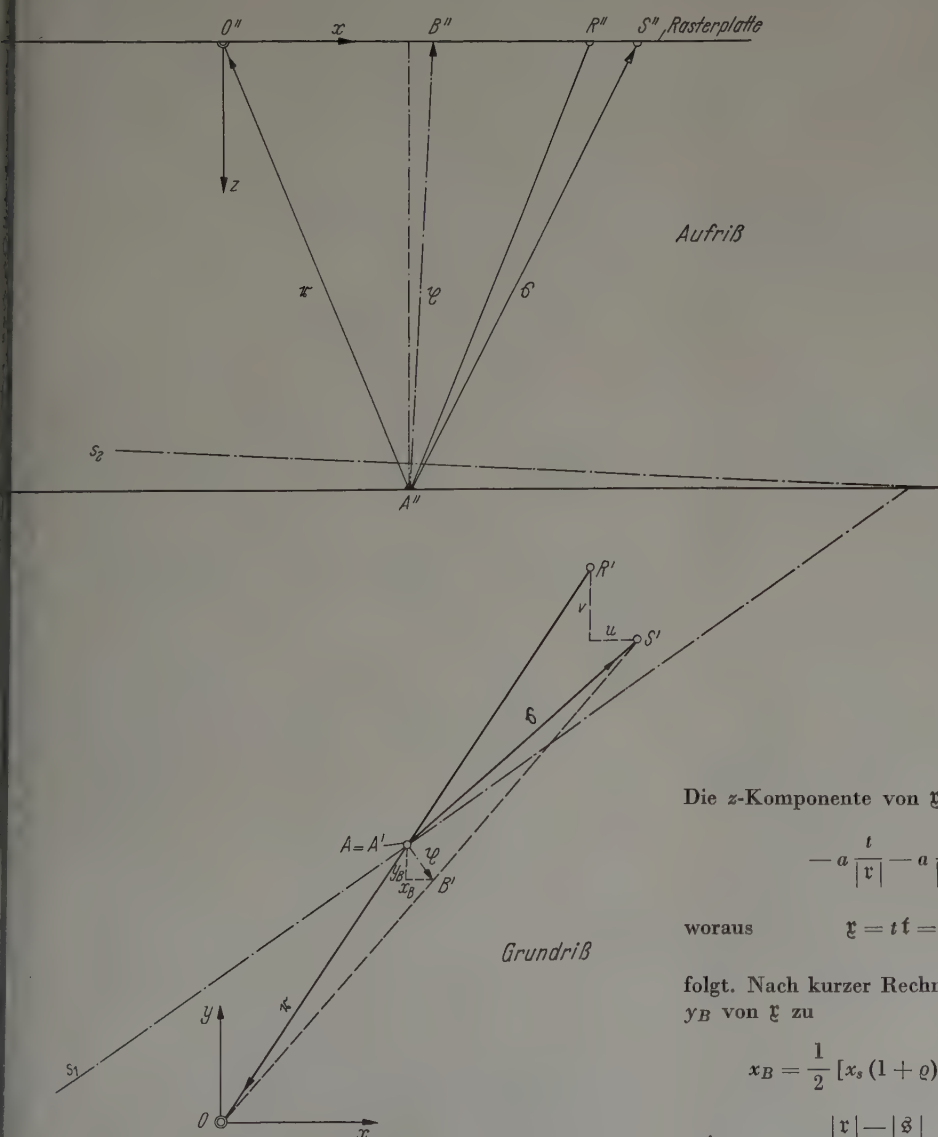


Bild 8. Zweitafelprojektion zur Berechnung des Neigungswinkels

Die Krümmungen sind wiederum definiert durch die auf die
Längeneinheit bezogenen Änderungen der Neigungswinkel der
Biegefläche. Es ist also zunächst eine Beziehung zwischen dem
Neigungswinkel der elastischen Fläche und den Meßwerten des
Modells aufzustellen. Ist dieser Zusammenhang bekannt, so ergibt
die Differenz zweier Neigungswinkel, dividiert durch den Abstand
der beiden Punkte, in denen diese Winkel ermittelt wurden, die ge-
suchte Krümmung.

Bei den folgenden Ableitungen wird die Länge des auf der Raster-
platte errichteten Lotes bis zur verbogenen Platte konstant gleich
 a gesetzt, obwohl dieser Abstand als Folge der positiven oder nega-
tiven Durchbiegungen w des Modells in gewissen Grenzen schwankt.
Die Durchbiegungen beeinflussen naturgemäß das Ergebnis um so
weniger, je kleiner sie im Verhältnis zu a sind. Man konnte daher bei
der gewählten Versuchseinrichtung mit $a = 3,09$ m und $w = 0,005$ m
auf die Berücksichtigung der Durchbiegungen verzichten, ohne
merkliche Fehler zu machen.

3.2 Berechnung der Neigungswinkel der elastischen Fläche des Modells

In einer Zweitafelprojektion sei die Tangentialebene im Punkt A
der Biegefläche des Modells durch ihre beiden Spuren s_1 und s_2
gegeben (Bild 8). A liegt entsprechend der oben vereinbarten Ver-
nachlässigung von w in der Grundrißebene. O' und O'' sind die
Projektionen des Aufnahmezentrums. Ist die Modellplatte zunächst
unbelastet und damit eben, so wird ein vom Punkt O nach A ver-
laufender Strahl infolge der Reflektion die Rasterplatte in R treffen.
Nach der Formänderung des Modells wird OA um die Normale AB
der Tangentialebene der Biegefläche gespiegelt und erreicht die

Rasterebene in S . Da der einfallende
Strahl, der ausfallende Strahl und das
Einfallslot eine Ebene bilden, müssen O ,
 B und S auf einer Geraden innerhalb der
Rasterplatte liegen. Der Neigungswinkel
der Tangentialebene gegen die Grundriß-
ebene ist gleich dem Neigungswinkel φ
der Normalen der Tangentialebene gegen
die Senkrechte durch A .

Die Koordinaten x, y, z werden von O
aus entsprechend den im Bild 8 einge-
tragenen Achsen gemessen.

Man erhält mittels der Vektorrech-
nung [5] in besonders einfacher Weise
den gesuchten Winkel φ , wenn man
 $AO = \mathbf{r}$ und $AS = \mathbf{s}$ setzt. Sind $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2,$
 $\mathbf{e}_3$ die Einheitsvektoren in den drei
Achsen, so ist

$$\mathbf{r} = -\frac{x_R}{2} \mathbf{e}_1 - \frac{y_R}{2} \mathbf{e}_2 - a \mathbf{e}_3.$$

Der Vektor $\mathbf{t}$ der Halbierenden des
Winkels zwischen $\mathbf{r}$ und $\mathbf{s}$ ist

$$\mathbf{t} = \frac{\mathbf{r}}{|\mathbf{r}|} + \frac{\mathbf{s}}{|\mathbf{s}|}.$$

und der Vektor $AB = \mathbf{x}$ ergibt sich
aus $\mathbf{t}$ zu

$$\mathbf{x} = \mathbf{t} \mathbf{f} = \frac{t}{|\mathbf{r}|} \mathbf{r} + \frac{t}{|\mathbf{s}|} \mathbf{s}.$$

Die z -Komponente von $\mathbf{x}$ muß gleich $-a$ sein:

$$-a \frac{t}{|\mathbf{r}|} - a \frac{t}{|\mathbf{s}|} = -a; \quad t = \frac{|\mathbf{r}| |\mathbf{s}|}{|\mathbf{r}| + |\mathbf{s}|},$$

woraus

$$\mathbf{x} = \mathbf{t} \mathbf{f} = \frac{|\mathbf{s}|}{|\mathbf{r}| + |\mathbf{s}|} \mathbf{r} + \frac{|\mathbf{r}|}{|\mathbf{r}| + |\mathbf{s}|} \mathbf{s} \quad (2)$$

folgt. Nach kurzer Rechnung erhält man die Komponenten x_B und
 y_B von $\mathbf{x}$ zu

$$x_B = \frac{1}{2} [x_s (1 + \varrho) - x_R], \quad y_B = \frac{1}{2} [y_s (1 + \varrho) - y_R] \quad (3)$$

$$\text{mit} \quad \varrho = \frac{|\mathbf{r}| - |\mathbf{s}|}{|\mathbf{r}| + |\mathbf{s}|}, \quad (4)$$

einer Größe, die bei kleinen Durchbiegungen des Modells klein gegen 1 und daher als Korrekturglied anzusehen ist. Schreibt man (3) um in

$$x_B = \frac{1}{2} [x_s - x_R + \varrho x_s],$$

$$y_B = \frac{1}{2} [y_s - y_R + \varrho y_s]$$

und setzt $x_s - x_R = u$, $y_s - y_R = v$, (5)

so wird

$$x_B = \frac{1}{2} (u + \varrho x_s);$$

$$y_B = \frac{1}{2} (v + \varrho y_s). \quad (6)$$

Die Projektion des Vektors $\bar{x}$ in die waagerechte Ebene ergibt den Vektor

$$\bar{x} = x_B \bar{e}_1 + y_B \bar{e}_2. \quad (7)$$

Der Neigungswinkel φ der Tangentialebene gegen die waagerechte Ebene folgt aus

$$\operatorname{tg} \varphi \approx \varphi = \frac{|\bar{x}|}{a}. \quad (8)$$

Der Betrag des Vektors $\bar{x}$ ist nach einiger Zusammenfassung

$$|\bar{x}| = \sqrt{x_B^2 + y_B^2} = \frac{1}{2} \sqrt{u^2 + v^2} \sqrt{1 + \varrho \frac{2(u x_s + v y_s) + \varrho(x_s^2 + y_s^2)}{u^2 + v^2}}$$

Mit $\Phi = \varrho \frac{2(u x_s + v y_s) + \varrho(x_s^2 + y_s^2)}{u^2 + v^2}$ erhält man schließlich

$$\varphi = \frac{1}{2a} \sqrt{u^2 + v^2} \sqrt{1 + \Phi}. \quad (9)$$

Die Strecken u , v , x_s , y_s ergeben sich durch Ausmessen einer fotografischen Aufnahme des in der unverbogenen Platte gespiegelten Rasters und einer zweiten Aufnahme des in der verbogenen Platte gespiegelten Rasters im Stereo-Komparator, so daß der Neigungswinkel φ mit (9) ermittelt werden kann. Ist der betrachtete Plattenpunkt nicht zu weit von der Projektion O' des Aufnahmezentrums entfernt, so kann $\sqrt{1 + \Phi} \approx 1$ gesetzt werden.

3.3 Berechnung der Krümmung der elastischen Fläche des Modells

Gegeben seien zunächst zwei Punkte A_1 und A_2 der Biegefläche des Modells, dargestellt im Bild 9 in der waagerechten Projektionsebene, und die zugehörigen Tangentialebenen in A_1 und A_2 . Vom Aufnahmezentrum O gehen zwei Strahlen aus, welche die verbogene Platte in A_1 und A_2 treffen und nach der Reflexion das Raster in S_1 und S_2 erreichen. A_1 und A_2 sollen wiederum mit guter Näherung in der waagerechten Projektionsebene liegen.

Setzt man in (8) nicht den Betrag $|\bar{x}|$, sondern den Vektor $\bar{x}$ selbst ein, so ist durch

$$\varphi = \frac{\bar{x}}{a} \quad (10)$$

nicht nur die Größe von φ , sondern auch die Richtung des Stellungsvektors der Tangentialebene festgelegt; φ ist damit selbst ein Vektor. Die Differenz $\Delta\varphi$ der Neigungswinkel φ_1 und φ_2 der beiden Tangentialebenen in A_1 und A_2 ist dann

$$\Delta\varphi = \varphi_1 - \varphi_2 = \frac{1}{a} (\bar{x}_1 - \bar{x}_2),$$

und nach (7)

$$\Delta\varphi = \frac{1}{a} [(x_{B1} - x_{B2}) \bar{e}_1 + (y_{B1} - y_{B2}) \bar{e}_2].$$

Ersetzt man die x_B und y_B durch (6), so wird

$$\Delta\varphi = \frac{1}{2a} \{ [(u_1 - u_2) + \varrho(x_{s1} - x_{s2})] \bar{e}_1 + [(v_1 - v_2) + \varrho(y_{s1} - y_{s2})] \bar{e}_2 \}.$$

Hierbei ist angenommen, daß ϱ in A_1 und A_2 den gleichen Wert hat. Das ist eine Vereinfachung, die wegen der Kleinheit von ϱ ohne Einfluß auf das Ergebnis ist.

Auch $\Delta\varphi$ ist ein Vektor, der sich aus Bild 9a (vergrößert dargestellt) ergibt. Der Betrag dieses Vektors ist

$$|\Delta\varphi| = \frac{1}{2a} \sqrt{[(u_1 - u_2) + \varrho(x_{s1} - x_{s2})]^2 + [(v_1 - v_2) + \varrho(y_{s1} - y_{s2})]^2}$$

Je weniger die Modellplatte in A_1 und A_2 gegen die Waagerechte geneigt ist, um so genauer ist $A_1 A_2 = s$ parallel zu $S_1 S_2 = b$. Das Modell unbelastet und eben, so würden die von O nach A_1 und A_2 verlaufenden Strahlen nach der Reflexion die Rasterplatte R_1 und R_2 erreichen, wobei $R_1 R_2 = 2s$ und parallel zu $A_1 A_2$. Damit ist auch mit guter Näherung $R_1 R_2$ parallel $S_1 S_2$.

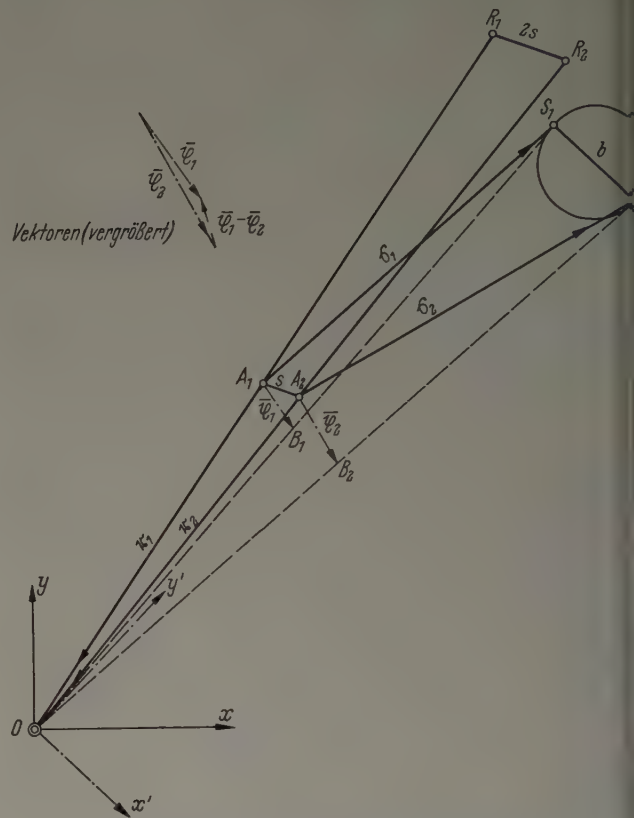


Bild 9. Grundriß zur Ableitung der Krümmung

Führt man nun ein neues Koordinatensystem $x' y'$ so ein, x' parallel $S_1 S_2$ bzw. $R_1 R_2$ ist, so ist, bezogen auf $x' y'$,

$$|\Delta\varphi| = \frac{1}{2a} \sqrt{[(u'_1 - u'_2) + \varrho(x'_{s1} - x'_{s2})]^2 + [(v'_1 - v'_2) + \varrho(y'_{s1} - y'_{s2})]^2}$$

Da aber jetzt $y'_{s1} = y'_{s2}$ und gemäß (5) $v'_1 = y'_{s1} - y'_{R1}$ ist $v'_2 = y'_{s2} - y'_{R2}$, wird

$$|\Delta\varphi| = \frac{1}{2a} [(u'_1 - u'_2) + \varrho(x'_{s1} - x'_{s2})].$$

Weiter ist nach (5) $u'_1 = x'_{s1} - x'_{R1}$ und $u'_2 = x'_{s2} - x'_{R2}$, daß sich

$$|\Delta\varphi| = \frac{1}{2a} [(x'_{s1} - x'_{R1}) - (x'_{s2} - x'_{R2}) + \varrho(x'_{s1} - x'_{s2})]$$

ergibt. Wegen $x'_{s1} - x'_{s2} = b$ und $x'_{s1} - x'_{R2} = 2s$ erhält man

$$|\Delta\varphi| = \frac{1}{2a} [(1 + \varrho)b - 2s].$$

Wird $|\Delta\varphi|$ auf die Strecke s bezogen, also auf den Abstand beider Punkte A_1 und A_2 , in denen die Tangentialebenen die Biegefläche des Modells berühren, so ist

$$k = \frac{|\Delta\varphi|}{s} = \frac{1}{2as} [(1 + \varrho)b - 2s] = \frac{1}{a} \left[(1 + \varrho) \frac{b}{2s} - 1 \right].$$

der Durchmesser eines durch
unkte S_1 und S_2 der Rasterplatte
n Kreises ist, bildet sich dieser
in dem verbogenen Modell in
urve ab, die um so mehr einer
ähnelte, je kleiner b ist. Der Aus-
k ist eine auf die Längeneinheit
ne Winkeländerung. Er ergibt
uptkrümmungen der Biegefläche
odells, wenn der Größtwert und
einstwert von s , d. h. die Haupt-
des als Ellipse in der Ebene des
s abgebildeten Kreises durch S_1
2, eingesetzt werden. Sind die
nderungen des Modells und die
e s klein, so unterscheiden sich
ichtungen der Hauptkrümmun-
on den Richtungen der Haupt-
der Ellipsen praktisch über-
nicht.

Korrekturwert q ist klein und kann normalerweise fort-
en werden, so daß die Hauptkrümmungen endgültig nach

$$k = \frac{1}{r} = \frac{1}{a} \left(\frac{b}{2s} - 1 \right) \quad (12)$$

net werden können. Hierin ist r der Hauptkrümmungsradius.
recken s können auf der fotografischen Platte in einem Kom-
r oder auf Vergrößerungen mit Hilfe von Lupen ausgemessen
n. Die Richtungen der Hauptkrümmungen kann man entweder
durch Drehen der fotografischen Platte im Komparator oder
n konjugierten Durchmessern der Ellipsen erhalten, die durch
einen Kreise in Bild 10 festgelegt sind. Diese Darstellung zeigt
iegelung des Rasters in einer Modellplatte, die etwa 22° schief
d an der unteren Bildkante, in der Linie $L-L$ und außerhalb
beran Bildrandes, demnach insgesamt in drei Linien, auf-
rt und von unten her belastet ist.

Biegefläche ist von der Rasterplatte aus gesehen konkav,
 $k < 0$ und konvex, wenn $k > 0$ ist. Aus einer im voraus an-
igten Tabelle kann bei festen a und b die Krümmung k sofort
esen werden, wenn s bekannt ist.

Übertragung der Meßergebnisse vom Modell auf die Groß- ausführung

Die Querdehnungszahl ν

Gesetze der Ähnlichkeitsmechanik [6] zwischen zwei elastischen
ern sind nur dann streng gültig, wenn beide Körper die gleiche
Rehnungszahl ν haben. Durch Vergleich von Messungen an
eckigen Platten aus Sekuritglas mit den bekannten Ergebnissen
lagentheorie konnten $\nu = 0,22$ und gleichzeitig der Elastizitäts-
l des Sekurits zu $E_1 = 746\,000 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt werden.
Plexiglas wird meist $\nu = 0,3$ angegeben. Mit der gewöhnlich
endeten Querdehnungszahl von $\nu = 0,2$ für Beton besteht dem-
zwischen dem Baustoff der Großausführung und dem Sekurit-
ll in dieser Beziehung eine ausreichende Übereinstimmung.
ie Größe der Biegemomente von der Querdehnungszahl im
neinen nicht sehr stark beeinflusst wird, ist auch bei Verwendung
Plexiglasmodells der Unterschied der Querdehnungszahl nicht
wesentlicher Bedeutung.

Zusammenhänge zwischen den Meßwerten am Modell und den entsprechenden statischen Werten der Großausführung

Durchbiegungen

Die Biegesteifigkeit des Modells beträgt $N_1 = \frac{E_1 J_1}{1 - \nu^2}$, wobei J_1
auf die Breite 1 bezogene Trägheitsmoment ist. Die Durch-
ng der Modellplatte unter einer beliebigen Einzellast P_1 ist
durch

$$w_1 = \frac{P_1 a^2}{N_1} f(\xi_1, \eta_1)$$

ellbar. Hierin ist a eine beliebige Strecke, f eine Funktion von
 $\frac{x_1}{a}$, $\eta_1 = \frac{y_1}{a}$, und ξ_1, η_1 selbst sind dimensionslose Koordinaten



Bild 10. Ausschnitt aus dem Spiegelbild eines Modells

in der Modellebene. Bei beliebigen Flächenlasten p_1 kann $p \, dx_1 \, dy_1$
wieder als Einzellast angesehen werden, so daß die obige Gleichung
sowohl für Einzel- wie für Flächenlasten Gültigkeit hat.

Werden nunmehr alle Längen des Modells im Grundriß n -mal
vergrößert (Bild 11), ohne daß die Plattensteifigkeit N_1 und die
Belastungen P_1 bzw. $p_1 \, dx_1 \, dy_1$ gegenüber $p_1 \, dx_1 \, dy_1$ verändert
werden (dx und dy sind die aus der Vergrößerung von dx_1 und dy_1
entstandenen Strecken), so ist die Durchbiegung w_1 der neuen Platte

$$\bar{w}_1 = \frac{P_1 n^2 a^2}{N_1} f(\xi, \eta).$$

Wenn weiter die Last P_1 zu P und die Steifigkeit von N_1 zu N
verändert wird, so erhält man bei $P/P_1 = \alpha$ und $N/N_1 = \beta$ die
Durchbiegung w der Großausführung:

$$w = \frac{P n^2 a^2}{N} f(\xi, \eta) = \frac{\alpha}{\beta} n^2 \frac{P_1 a^2}{N_1} f(\xi, \eta) = \frac{P}{P_1} \cdot \frac{N_1}{N} n^2 w_1. \quad (12)$$

4.22 Tangentenneigungen

Die Tangentenneigungen der Großausführung ergeben sich aus
(12) zu

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x_1} \left(\frac{P}{P_1} \frac{N_1}{N} n^2 w_1 \right) = \frac{P}{P_1} \frac{N_1}{N} n \frac{\partial w_1}{\partial x_1}. \quad (13)$$

Hierin ist $\frac{\partial w_1}{\partial x_1}$ die Tangentenneigung der Biegefläche des Modells,
also gleich dem Winkel φ von (9).

4.23 Krümmungen und Biegemomente

Die Krümmung $k_x = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ der Großausführung ergibt sich aus

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} \left(\frac{P}{P_1} \frac{N_1}{N} n^2 w_1 \right) = \frac{P}{P_1} \frac{N_1}{N} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x_1^2}. \quad (14)$$

Der Differentialquotient $\frac{\partial^2 w_1}{\partial x_1^2}$ ist identisch mit $k = k_{x_1}$ von (11)
bzw. (12). Das Biegemoment m_x der Großausführung ist

$$m_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = \frac{P}{P_1} N_1 \left(\frac{\partial^2 w_1}{\partial x_1^2} + \nu \frac{\partial^2 w_1}{\partial y_1^2} \right) \\ = \frac{P}{P_1} N_1 (k_{x_1} + \nu k_{y_1}). \quad (15)$$

Die Krümmungen k_{x_1} und k_{y_1} sind im Modell zu messen.

4.24 Auflagerkräfte

Die Auflagerkräfte A werden zweckmäßig am Modell als Einzel-
kraft auf einer gewissen Strecke gemessen. Sie ergeben sich dann
in der Großausführung aus

$$A = \frac{P}{P_1} A_1, \quad (16)$$

wobei A_1 die betreffende Auflagerkraft des Modells und A die ge-
suchte Kraft ist, die auf der n -mal vergrößerten Strecke der Groß-
ausführung wirkt.

5. Abschließende Bemerkungen

Die im Vorangehenden beschriebenen Untersuchungen wurden mit Hilfe von Geldmitteln ausgeführt, die vom Deutschen Ausschuss

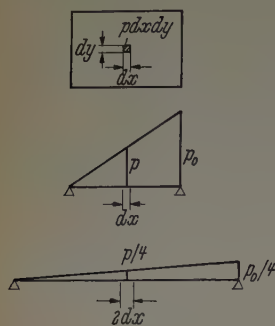


Bild 11'

Das beschriebene Verfahren kann sehr vielseitig angewendet werden. Ein gewisser Nachteil könnte darin gesehen werden, daß jede Lastanordnung eine fotografische Aufnahme erfordert, in der im allgemeinen nur an wenigen Stellen Messungen auszuführen sind, nämlich dort, wo die größten Biegemomente auftreten. Die Herstellung der Aufnahmen erfordert Zeit. Zur Beschleunigung der Messungen wird daher z. Z. ein Instrument gebaut, das aus einem Fernrohr mit zwei rechtwinklig angeordneten Meßskalen und einer kleinen Rasterplatte besteht und mit dem es möglich sein wird, ohne Fotos die im Spiegelbild sichtbaren Hauptachsen der Ellipsen sowie deren Richtungen unmittelbar zu messen.

In einer Fachzeitschrift [7] wurde vor kurzem darauf hingewiesen, daß die Modellmessungen an Platten dadurch fehlerhaft sind, daß

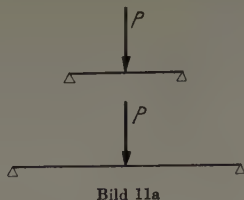


Bild 11a

für Stahlbeton zur Verfügung gestellt wurden. Zur Zeit sind weitere Arbeiten am Lehrstuhl für Stahlbetonbau im Gange mit dem Ziele, zunächst Einflußflächen für einfeldrige, schiefwinklige Platten, die an zwei gegenüberliegenden Rändern aufgelagert sind, auszuarbeiten. Mit einer Veröffentlichung der Ergebnisse dürfte etwa Anfang des nächsten Jahres zu rechnen sein.

Schrifttum:

- [1] R. Burkhardt: Das Ausmessen von Kleinbildern am Aero-Multiplex, Allg. Vermessungsnachrichten 1951, S. 67.
- [2] R. Kuhn: Spannungsoptische Untersuchungen mit Hilfe des Erstarrungsverfahrens. Diss. T. H. München 1949.
J. N. Goodier and G. W. Lee: An extension of the photoelastic method of measurement to plates in transverse bending. J. appl. Mech. 8. 1941.
K. Hirschfeld: Spannungsoptische Untersuchung von Platten. Der Bauingenieur 1950, S. 455.
H. Favre et B. Gilg: Sur une méthode purement optique pour la mesure des moments dans les plaques minces fléchies. Schweizerische Bauzeitung 1950.
- [3] G. Franz: Die Brücke für die Umgehungsstraße Bacharach über die Eisenbahn der linken Rheinuferbahn. Der Bauingenieur 1951, S. 182 und Modellmessungen an schiefen Platten, Vorträge auf der 51. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V., S. 166.
E. Scheibe: Spannbetonbrücke über die Eisenbahn im Zuge der Bundesstraße bei Wolfenbüttel. Die Bautechnik 1955, S. 73.
- [4] G. Bowen: Mirrored Model Gives Slab Moments. Eng. News Record, 1949, S. 70.
P. Soutter: Schiefe Straßenunterführung in Koblenz. Schweizerische Bauzeitung 1950, S. 694.
F. K. Ligtenberg: Een experimentale berekeningsmethode voor de momenten in schieve platen. Rapport P II (1951) der Technischen Hochschule Delf, Abt. S und Waterbau.
W. Koepecke: Diskussionsbeitrag zum Vortrag von G. Franz [3]. Vorträge 51. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V., S. 185.
- [5] Siehe z. B. B. Baule: Die Mathematik des Naturforschers und Ingenieurs, B. Analytische Geometrie. Leipzig 1953, Verlag S. Hirzel.
- [6] J. Szabó: Einführung in die Technische Mechanik, S. 365. Berlin, Göttingen, Berg 1954, Springer-Verlag.
- [7] W. Homberg: Zuzchrift zum Aufsatz von G. Franz. Bauingenieur 1955,

Über den Einfluß des Umsetzweges auf den Spannkraftverlauf

Von Dipl.-Ing. Goswin Mittelmann, Frankfurt (Main)

DK 693.564 Vorspannung des Stahls

Einleitung

In der Erwiderung auf die Zuschriften zu seiner Abhandlung „Ausgleich des Reibungsverlustes beim Spannen“ erwähnt Fritz [1] das von ihm als Umsetzeffekt bezeichnete Nachlassen der Spannkraft im Spannglied beim Umsetzen der Ziehkraft von der Spannvorrichtung auf den Verankerungskörper. Dieser Spannkraftabfall wird durch sehr kleine, ungewollte, aber oft unvermeidliche Nachlaßwege, den „Umsetzweg“, bewirkt.

Der Umsetzweg ist nicht zu verwechseln mit dem „Schlupf“, den die Verankerungen einiger Spannverfahren aufweisen, wenn auch seine Auswirkungen auf den Spannkraftverlauf in gleicher Weise erfaßt werden können. Auf das Nachlassen des Spannweges hat außerdem auch noch das „Anfangskriechen“¹⁾ Einfluß, was in diesem Zusammenhang ebenfalls erwähnt werden muß.

Der Einfluß dieser drei Faktoren, also Schlupf, Umsetzweg und Anfangskriechen, auf den Spannkraftverlauf ist nicht immer unerheblich; er macht sich besonders nachteilig bei kurzen Spanngliedern bemerkbar.

Im folgenden wird angegeben, wie der Einfluß des Umsetzweges mit Hilfe eines Diagrammes sehr einfach abgeschätzt werden kann.

¹⁾ Unter Anfangskriechen versteht man das besonders starke und wie alles Kriechen anfänglich besonders ausgeprägte Kriechen des Betons in der Druckübertragungszone unmittelbar hinter der Spanngliedverankerung infolge der dort außerordentlich hohen Beanspruchung.

Umsetzweg und Spannkraftverlauf

Um eine Aussage über den mutmaßlichen Spannkraftverlauf machen zu können, müssen bekannt sein (s. Bild 1): die Ziehlänge vor dem Umsetzen, die tatsächliche Ausziehlänge Δl , der Umsetzweg $\Delta \Delta l$, der Spannkraftabfall ΔS_1 infolge des Umsetzweges, die Auswirkungslänge l_1 der Spannkraftänderung und der Wert φ , wobei vorausgesetzt wird, daß der Reibungsbeiwert μ sowohl an Spannen und Nachlassen, als auch über den gesamten Umsetzwinkel α gleich sei.

Hiervon können S_1 , Δl und $\Delta \Delta l$ auf der Baustelle einwa gemessen werden. Die anderen Größen ergeben sich aus folgenden bekannten Beziehungen (s. hierzu Bild 2).

Es gilt:

$$S = S_1 \cdot e^{-\mu \varphi}$$

$$S^* = S_1^* \cdot e^{+\mu \varphi} = (S_1 - \Delta S_1) \cdot e^{+\mu \varphi}$$

$$\Delta S = S - S^* = S_1 \cdot e^{-\mu \varphi} - S_1^* \cdot e^{+\mu \varphi} + \Delta S_1 \cdot e^{+\mu \varphi}$$

$$\Delta S = \Delta S_1 \cdot e^{+\mu \varphi} - 2 \cdot S_1^* \cdot \sin \mu \varphi$$

Für die Auswirkungslänge l_1 des Umsetzweges ergibt sich:

$$l_1 = l \cdot \frac{\varphi}{\alpha}; \text{ wobei } l_1 \leq l; \varphi \leq \alpha.$$

Damit gilt für den Umsetzweg:

$$\Delta \Delta l = \frac{1}{K} \cdot \frac{l}{\alpha} \int_0^{\varphi} \Delta S d\varphi,$$

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \text{ mit } K_s = E_s F_s \text{ und } K_b = E_b \cdot F_b$$

$$\Delta l = \frac{l}{K} \cdot \frac{1}{\mu \alpha} \left[\Delta S_1 (e^{+\mu \bar{\varphi}} - 1) - 2 \cdot S_1 (\mathfrak{Cof} \mu \bar{\varphi} - 1) \right]$$

$$\Delta l = \frac{S_1 \cdot l}{K} \cdot \frac{1}{\mu \alpha} \left[\frac{\Delta S_1}{S_1} (e^{+\mu \bar{\varphi}} - 1) - 2 (\mathfrak{Cof} \mu \bar{\varphi} - 1) \right]$$

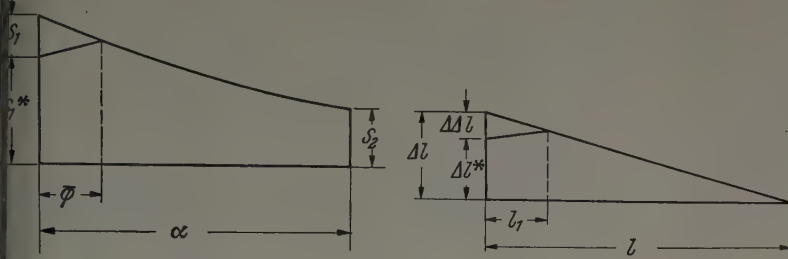


Bild 1

dem ist:

$$l_0 = \frac{S_1 \cdot l}{K};$$

$$l = \frac{S_1 \cdot l}{K} \cdot \frac{1}{\mu \alpha} (1 - e^{-\mu \alpha}),$$

$$\frac{\Delta l_0}{\Delta l} = \frac{\mu \alpha}{1 - e^{-\mu \alpha}}.$$

nach gilt für den Fall $\bar{\varphi} \leq \alpha$:

$$\frac{\Delta \Delta l}{\Delta l} = \frac{1}{1 - e^{-\mu \alpha}} \left[\frac{\Delta S_1}{S_1} (e^{+\mu \bar{\varphi}} - 1) - 2 (\mathfrak{Cof} \mu \bar{\varphi} - 1) \right]. \quad (4)$$

bei ist

$$\bar{\varphi} = \frac{1}{2} \ln \frac{S_1}{S_1 - \Delta S_1} = -\frac{1}{2} \ln \left(1 - \frac{\Delta S_1}{S_1} \right). \quad (5)$$

da $\bar{\varphi} \geq \alpha$ wird, besteht keine Abhängigkeit mehr zwischen

$\bar{\varphi} = \mu \alpha$ und $\frac{\Delta S_1}{S_1}$; es gilt:

$$\frac{\Delta \Delta l}{\Delta l} = \frac{1}{1 - e^{-\mu \alpha}} \left[\frac{\Delta S_1}{S_1} (e^{+\mu \alpha} - 1) - 2 (\mathfrak{Cof} \mu \alpha - 1) \right]. \quad (6)$$

uf Grund der Gleichungen (4) und (6) ist es möglich, ein Diagramm aufzustellen, mit dessen Hilfe die nicht gemessenen Werte, l_1 und ΔS_1 leicht bestimmt werden können (s. Bild 3).

ur Benutzung des Diagramms muß noch der Wert $\mu \alpha$ ermittelt werden. Dies geschieht z. B. so, daß in einem besonderen Versuch erst bis S_1 mit Δl gespannt wird; anschließend werden Zieh- und Nachlaßweg beim Ablassen der Ziehkraft gemessen, wobei anders zu Beginn des Entlastens möglichst viele Ablesungen gemacht werden. Hierbei dürfen Teile der Verankerung, die die Reibung vergrößern, z. B. Keile oder Zwischenplatten, nicht im Verankerungskörper sein. Man kann nun

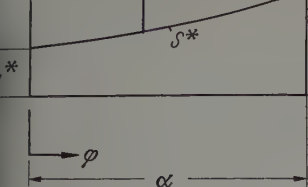


Bild 2

st an zwei Spanngliedern des gleichen Bauwerks durchgeführt. Damit sind alle Werte zur Benutzung des Diagramms bekannt. In zwei Beispielen wird die Handhabung des Verfahrens er-

Beispiel 1

Spanngliedlänge: $l = 32,30$ m (einseitig gespannt). Es wurde gemessen (Mittelwert aus den Ergebnissen an 6 Spanngliedern):

$$\Delta l = 141,7 \text{ mm}; \quad \Delta \Delta l = 5,1 \text{ mm};$$

$$S_1 = 121 \text{ t.}$$

Die Spannkraft S_1 wurde unmittelbar an der Spannschindel mittels Dehnungsmeßstreifen gemessen [2]. Die Lage der Entlastungskurve im Diagramm ergab einen Mittelwert von $\mu \alpha = 0,14$.

$$\text{Mit } \frac{\Delta \Delta l}{\Delta l} = \frac{5,1}{141,7} = 0,036 \approx 3,6\%$$

ergibt sich aus dem Diagramm:

$$\frac{\Delta S_1}{S_1} = 0,135 \approx 13,5\%.$$

$$\frac{l_1}{l} = 0,5.$$

Damit sind alle Größen zur Bestimmung des Spannkraftverlaufs bekannt.

An einem Spannglied wurde durch unmittelbar hinter dem Verankerungskörper aufgeklebte Meßstreifen der Spannkraftabfall gemessen [3]. Es ergaben sich etwa 14% Verlust, was in guter Näherung mit den rechnerischen Ergebnissen übereinstimmt.

Beispiel 2

Spanngliedlänge: $L = 28,20$ m (beiderseits gespannt). Es wurde gemessen:

$$\Delta l = \frac{115}{2} = 57,5 \text{ mm}, \quad \Delta \Delta l = 5,0 \text{ mm};$$

$$\text{d. h. } \frac{\Delta \Delta l}{\Delta l} \approx 8,7\%.$$

Außerdem wurden mit Dehnungsmeßstreifen die Spannkraften an vier Stellen des Spanngliedes gemessen (s. Bild 4) [4].

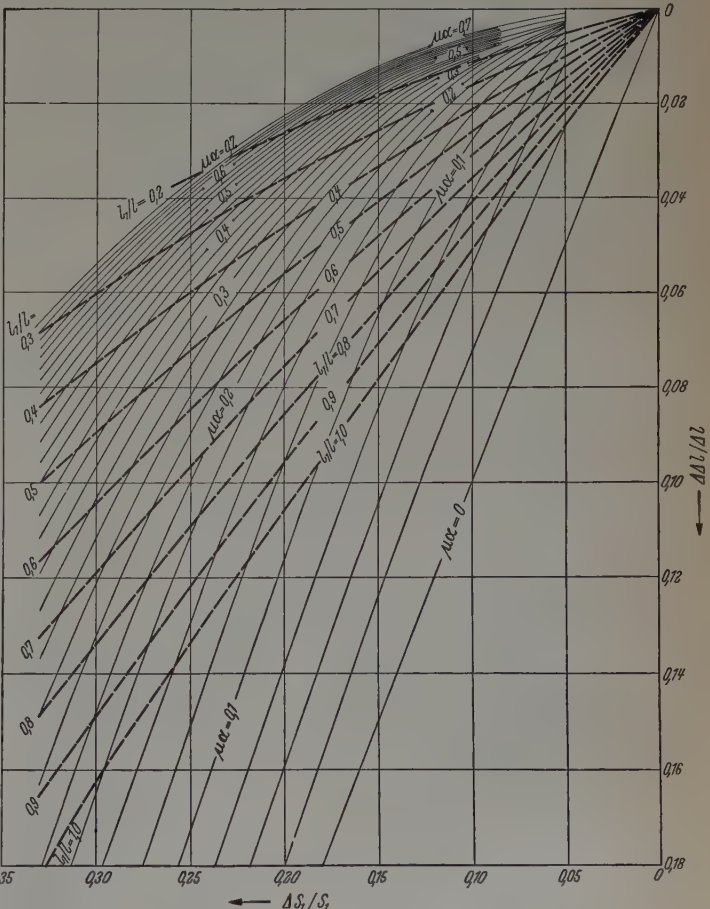


Bild 3

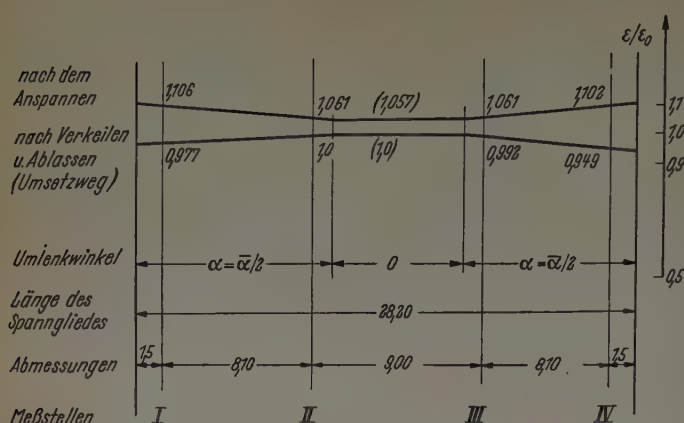


Bild 4

Daraus ergeben sich als Mittelwerte in erster Näherung:

$$\frac{\Delta S_1}{S_1} \approx 12,75\% \quad , \quad \mu \alpha = 0,0357;$$

sowie aus dem Diagramm:

$$\frac{\Delta \Delta l}{\Delta l} \approx 9,2\% \quad \text{und} \quad \frac{l_1}{l} > 1,0, \quad \text{wobei} \quad l = \frac{L}{2}.$$

Hieraus ist ersichtlich, daß der Einfluß des Umsetzweges auf Spannkraftverlauf recht erheblich sein kann.

Zusammenfassung

Nach der Definition des Umsetzweges werden Gleichungen gegeben, die die Aufstellung eines Diagramms gestatten, mit unter Berücksichtigung von einigen gemessenen Größen die lichen Werte ohne Benutzung des E-Moduls und der Fläche Spanngliedes zur eindeutigen Festlegung des Spannkraftverla ermittelt werden können. Wegen seiner einfachen Handhabung dieses Verfahren besonders für die Baustelle geeignet.

Schrifttum:

- [1] Fritz: Ausgleich des Reibungsverlustes beim Spannen. Erwidern auf Zuseh B. u. St. 1954, Heft 6, S. 150.
- [2] Mittelmann: Messung der in Spannglieder eingeleiteten Kraft, Arch. f. T Messen, 1955, Blatt V 131—133.
- [3] Mittelmann: Messungen von Stahlspannungen in Spannbetonbauwerken m Dehnungsmeßstreifen, Industrie-Elektronik 1955, Heft 1, S. 5.
- [4] Mittelmann: Spannungsmessungen in Spanngliedern mittels Dehnungsmeßtr B. u. St. 1954, Heft 11, S. 260.

Vorgespannte Wendeltreppe in Sydney

Von Dipl.-Ing. L. Boduroff, Sydney

DK 624.026.254; 624.012.46 Wendeltreppe, Spannbeton

In einem Bürogebäude der Firma „President Refrigeration“ in Sydney, Australien, wurde eine freitragende Wendeltreppe in Spannbeton nach dem Entwurf und unter der Bauaufsicht des Verfassers errichtet.

Bild 1a zeigt den Grundriß und die Hauptmaße der Treppe. Als tragendes Glied dient ein gewendelter Träger mit trapezförmigem Querschnitt, der aus architektonischen Gründen nach der Mitte zu verjüngt ist. Die Stockwerkhöhen sind im Erdgeschoß 4,0 m und im 1. Obergeschoß 3,8 m.

Australischen Baubestimmungen entsprechend mußte in der Mitte von jedem Lauf ein Zwischenpodest gebildet werden, wodurch im Aufriß eine doppelte, zusätzliche Krümmungsänderung der Spannglieder verursacht wurde; im Grundriß beträgt die Krümmung 270°.

Die Stufen wurden als Fertigteile hergestellt und durch Bolzen am Träger befestigt. Die Bolzen wurden aus den abgebogenen Enden der Bewehrungsstäbe gebildet.

In Bild 1b und 1c werden Querschnitte des Trägers und die darauf verlegten Stufen gezeigt.

Zum Vorspannen wurden nach dem Spannverfahren Freyssinet vier Spannglieder, bestehend aus je 12 Drähten von 7 mm Ø verwendet. Die Spannglieder wurden in biegsamen Blechrohren verlegt.

Statisch wurde ein durchlaufender Dreifeldträger angenommen, dessen Endfelder waagrecht verlängerte Enden des Spiralträgers

in den Geschoßdecken bilden (siehe Bild 1a). Außer dem Eigewicht wurden die Endfelder als unbelastet betrachtet; sie hatten nur die Aufgabe, die Drillmomente, die in den als Auflager für



Bild 2. Einrüstung

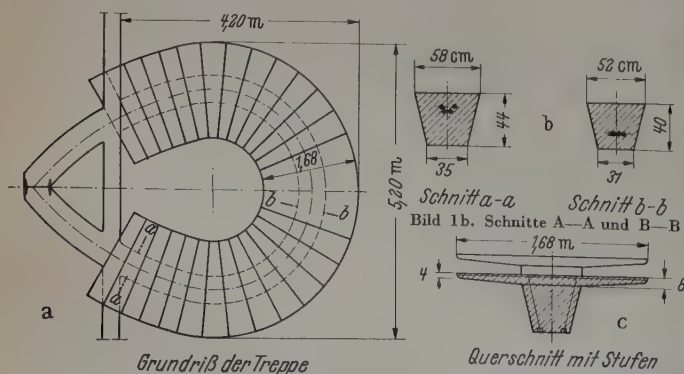


Bild 1a. Grundriß der Treppen

Bild 1c. Querschnitt mit Stufen



Bild 3. Einschalung

in den Geschoßdecken eingebauten Querträgern auftreten, zu vermeiden.

Um die Konstruktion statisch zu vereinfachen, wurden gleiche Randbedingungen an beiden Enden des Spiralträgers geschaffen, die dadurch symmetrisch gemacht. Die statische Berechnung erfolgte nach der Stabstatik für räumlich gekrümmte Träger durchgeführt. Um den Arbeitsaufwand bei der Berechnung der Arbeitsgleichungen zu vermindern, wurde der gekrümmte Grundriß prismatisch angenommen. Die durch diese Annahme und die Vernachlässigung des Unterschiedes von „ds“ an Innen- und Außenseite des Trägers in den Arbeitsgleichungen entstehende Ungenauigkeit ist bedeutend, da die Laufbreite des Trägers in Vergleich zum Krümmungshalbmesser sehr klein ist.



Bild 4. Treppe im Rohbau

Die Träger wurden 30 Tage nach dem Betonieren des zweiten Laufs und vor Verlegung der Stufen vorgespannt. Hierbei haben beide Spiralträger von der Schalung um 5 und 6 mm abgehoben, was mit der Berechnung übereinstimmt.

Für die Spannglieder wurde Englischer Stahl der Type H. T. Steel No. 90 verwendet. Der Beton hatte eine Festigkeit von 5500 lb/sq. in Zylindern mit 6" (15 cm) Durchmesser und 12" (30 cm) Höhe, was einer Würfelfestigkeit von 484 kg/cm² nach 28 Tagen entspricht. Der Wasserzementwert war W/Z = 0,38. Zum Verdichten des Betons wurden zwei Innenrüttler benutzt.

Aus der Dehnung der Spannglieder und der angewandten Ankrafterkraft errechnete Reibungsbeiwert betrug $\mu = 0,29$; der Bemessung lag $\mu = 0,30$ zugrunde.

Für die Einrüstung wurde ein Stahlrohrgerüst auf folgende Weise montiert. Als Achse des Gerüsts wurde ein Stahlrohr im geometrischen Mittelpunkt der Spirale aufgestellt und befestigt. Strahlförmig von dieser Achse aus ging eine Reihe von Rohren, deren Länge der Bodenfläche des Trägers angepaßt wurde (Bild 2).

Auf das so gebildete Gerüst wurde die Schalung aufgebaut; sie bestand aus Kanthölzern und Hartfaserplatten (Bild 3). Die Seitenschalung wurde 48 Stunden nach Betonieren des ersten Laufs entfernt und für den zweiten Lauf verwendet.



Bild 5. Antritt



Bild 6. Untersicht



Bild 7. Draufsicht

Das Bild 4 zeigt die im Rohbau fertiggestellte Treppe mit den gewinkelten Trägern und den weiteren Bauteilen. In Bild 5 ist der Antritt der Treppe mit den aufgelegten Stufen und einem 2,5 cm dicken Terazzo-Belag zu sehen. Die Bilder 6 und 7 vermitteln einen Eindruck von der architektonischen Wirkung der Treppe.

Stahlbetonsäulen mit Kreis-, regelmäßigem Vieleck- und Quadrat-Querschnitt bei beliebiger ausmittiger Belastung

Von Dipl.-Ing. Hans-Georg von Henning auf Schönhoff, Essen

DK 624.023.75.23; 624.012.45 Stahlbetonsäulen

Der Spannungsnachweis für Stahlbetonsäulen mit beliebigem Querschnitt im Zustand II und beliebigem ausmittigen Kraftangriff (schiefe Biegung) ist, streng mathematisch behandelt, umständlich und zeitraubend. Um diese Arbeit abzukürzen und um brauchbare Bemessungsverfahren zu schaffen, haben mehrere Autoren wertvolle Arbeiten veröffentlicht. Von älteren Arbeiten seien diejenigen von Pucher [1] und von Werner und Klingberg [2] in erster Linie genannt. Vielfach angewendet wurden dann in der Praxis die im Jahre 1941 veröffentlichten Diagramme von Säger [3]. In diesem Jahr erschienen die Bemessungsdiagramme von Krebs [4]. Diese Diagramme lassen sich für jede Querschnittsform aufstellen. Es ist jedoch für jeden aus Beton und Stahlfläche bestehenden Querschnitt ein eigenes Diagramm erforderlich. Bisher sind von Krebs 66 solcher Diagramme veröffentlicht worden, und zwar zunächst nur für symmetrische Bewehrung.

Nachstehend soll nun ein einfaches und übersichtliches Verfahren für die Bemessung von Stahlbetonsäulen mit Kreis-, regelmäßigem Vieleck- und Quadrat-Querschnitt mit beliebiger, spannungsgemäß bedingter, unsymmetrisch angeordneter Bewehrung und beliebigem ausmittigen Kraftangriff entwickelt werden, das keine Diagramme verwendet. Für quadratische und regelmäßige Vieleckquerschnitte ist es ein Näherungsverfahren. Für Kreisquerschnitte ist der Rechnungsgang der Stahlbetontheorie entsprechend genau.

Für Kreisquerschnitte läßt sich ein Bemessungsverfahren aufstellen, das demjenigen für einfache Biegung entspricht und das Ergebnis ohne Versuchsrechnung unmittelbar bringt. An Hand von Beispielen wird nachgewiesen werden, daß die Spannungsverhältnisse von einem quadratischen und einem flächengleichen Kreisquerschnitt bei gleicher Beanspruchung nur gering voneinander abweichen. Man kann daher quadratische Säulen auf einfache Weise bemessen, indem man die Bemessung ersatzweise für einen flächengleichen Kreisquerschnitt durchführt. Es ist lediglich erforderlich, folgende Näherungsannahmen zugrunde zu legen:

1. Der quadratische Querschnitt wird durch einen Ersatzkreisquerschnitt, und zwar einen flächengleichen Kreisquerschnitt ersetzt.
2. Die Null-Linie wird rechtwinklig zur Richtung des resultierenden Momentes angenommen.
3. Die Säule mit dem Ersatzkreisquerschnitt wird nicht für die zulässige Betondruckspannung $\sigma_{b\text{ zul}}$, sondern für $\sigma_{K\text{ zul}}$, die zulässige Betonspannung am Berührungspunkt der Kreistangente parallel zur Null-Linie, berechnet.

Im übrigen wird die Berechnung genau wie für eine Säule mit kreisrundem Querschnitt durchgeführt. Bei der Bemessung kreisrunder Säulen ist:

$$\sigma_{K\text{ zul}} = \sigma_{b\text{ zul}}$$

Die erste Annäherung bringt den großen Vorteil, daß der Querschnitt zu jeder Richtung des resultierenden Momentes, also zur Verbindungslinie zwischen Kreismittelpunkt und ausmittigen Kraftangriff, beiderseits symmetrisch ist. Außerdem wird beim Ersatzkreis der sonst unregelmäßige Betondruckquerschnitt zu einem Kreisabschnitt, also einer Fläche, für die sich Querschnitt, statisches und Trägheitsmoment sowie Schwerpunkt und Spannungsmittelpunkt leicht bestimmen und in einer Tafel angeben lassen.

Die zweite Annäherung bedeutet das gleiche wie die allgemein übliche Annahme, daß bei einseitigen Plattenbalken die Null-Linie parallel zur Platte verläuft. Wie bei einseitigen Plattenbalken wird es auch bei Stahlbetonsäulen nur in ganz seltenen Einzelfällen vorkommen, daß sie für sich allein wirken, vielmehr werden sie wohl fast ausnahmslos mit Balken in einer oder mehreren Richtungen verbunden sein.

Die dritte Annäherung geht von der Überlegung aus, daß die äußerste Faser auf der Betondruckseite beim Ersatzkreisquerschnitt nicht die gleiche Entfernung von der Null-Linie hat

wie bei der wirklichen Säule. Greift die Kraft in der Nähe Querschnittshauptachse an, so ist die größte Spannung am Kantenumfang größer als am zugehörigen Rand einer Quadratsäule. Kraftangriff in der Nähe der Diagonale ist es umgekehrt. Es wird daher ein Umrechnungswert für die zulässige Betonspannung Ersatzkreisquerschnittes festgelegt werden.

Das Ersatzkreisverfahren wird jetzt in der gleichen Reihenfolge erläutert, wie der Rechnungsweg bei der Bemessung sein wird.

Gegeben sind N , M_x und M_y und die für Beton und Stahl zugelassenen Spannungen. Das Verfahren behandelt Belastungen bei denen die Ausmittigkeit des Kraftangriffes derart groß ist, es wirtschaftlich ist, $\sigma_e = \sigma_{e\text{ zul}}$ zu wählen.

Zunächst wird, genau wie bei anderen Bemessungsverfahren, Kantenlänge d angenommen.

Da die Ersatzkreisfläche der quadratischen Säule flächengleich sein soll, ist

$$r^2 \cdot \pi = d^2$$

$$r = \sqrt{\frac{d^2}{\pi}}$$

$$r = 0,565 d$$

Wenn bei regelmäßigen Vielecken der Abstand zweier gegenüberliegender Seiten a ist, so ist der Halbmesser des Ersatzkreises

bei regelmäßigem Sechseck

$$r = 0,525 a$$

bei regelmäßigem Achteck

$$r = 0,514 a$$

bei regelmäßigem Zwölfeck

$$r = 0,507 a$$

Nun bestimmt man zunächst die Richtung des resultierenden Momentes

$$\tan \alpha = \frac{M_y}{M_x}$$

und seine Größe

$$M_r = \frac{M_y}{\sin \alpha}$$

Zum hinreichend genauen Abgreifen der Abstände der Stäbe von der Null-Linie zeichnet man den Säulenquerschnitt als Ersatzkreis und der Richtung des resultierenden Momentes zum Maßstab 1:5 auf (Bild 1).

Um die Null-Linie bestimmen zu können, ist zunächst die größte Betonspannung für den Ersatzkreisquerschnitt festzulegen. Trägt man einen Quadranten der betrachteten Stahlbetonsäule auf und

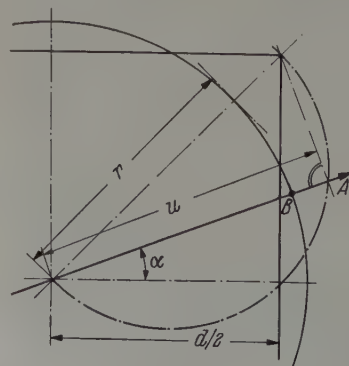


Bild 2

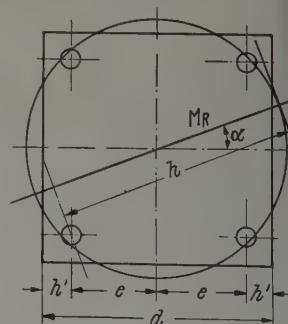


Bild 1

wird über der Diagonale ein Halbkreis schlagen, so ist dies der metrische Ort für alle Lote, die Richtung des resultierenden Momentes durch die äußere Ecke der Quadratsäule (Bild

$$u = \frac{d}{2} \cdot \sqrt{2} \cdot \sin(\alpha + 45^\circ) \quad (4)$$

man in einer rohen ersten Annäherung an, daß die Null-Linie durch den Kreismittelpunkt geht, so muß, wenn in der Ecke des Quadrates die Betonspannung $= \sigma_{b \text{ zul}}$ ist, die Spannung im Punkte B, dem höchstbeanspruchten Punkte des Ersatzkreises, sein:

$$\frac{\sigma_K}{\sigma_{b \text{ zul}}} = \frac{r}{u} = \frac{r \cdot \sqrt{2}}{d \cdot \sin(\alpha + 45^\circ)} \quad (5)$$

$= 0,565 d$ ist, erhält man für σ_K bei scharfkantigen quadratischen Säulen die Bestimmungsgleichung:

$$\frac{\sigma_K}{\sigma_{b \text{ zul}}} = \frac{0,565 \cdot \sqrt{2}}{\sin(\alpha + 45^\circ)} = k_K \quad (6)$$

$$\sigma_K = k_K \cdot \sigma_{b \text{ zul}} \quad (7)$$

Die Werte k_K sind für die verschiedenen Richtungswinkel α aus der Tafel I zu entnehmen.

Tafel I

Werte k_K für den Richtungswinkel α

k_K	α	k_K	α
1,13	90	15	0,92
1,11	89	16	0,91
1,09	88	17	0,90
1,07	87	18	0,90
1,06	86	19	0,89
1,04	85	20	0,88
1,03	84	22	0,87
1,01	83	24	0,85
1,00	82	26	0,84
0,99	81	28	0,83
0,97	80	30	0,83
0,96	79	35	0,81
0,95	78	40	0,80
0,94	77	45	0,80
0,93	76		

Es handelt es sich nicht um scharfkantige, sondern um stark abgerundete Quadratsäulen oder um sechs-, acht- oder zehnkantige Säulen, so bestimmt man u aus der Zeichnung und σ_K aus Gl. (5).

Die Werte σ_K und σ_e ergibt sich die Null-Linie aus

$$x = \frac{15 \cdot \sigma_b}{15 \cdot \sigma_b + \sigma_e} \cdot h \quad (8)$$

$$x = k_x \cdot h \quad (9)$$

Nach σ_K von den üblichen zugelassenen Betonspannungen unterteilt, werden in der Tafel II die verschiedensten k_x -Werte zusammengestellt.

Tafel II

Richtwerte k_x für die Bestimmung der Null-Linie

	σ_e						
	1000	1200	1400	1800	2000	2200	2400
5	0,45	0,41	0,37	0,31	0,29	0,27	0,26
0	0,47	0,43	0,39	0,33	0,31	0,29	0,27
5	0,49	0,45	0,41	0,35	0,33	0,31	0,29
0	0,51	0,47	0,43	0,37	0,34	0,32	0,30
5	0,53	0,48	0,45	0,38	0,36	0,34	0,32
0	0,55	0,50	0,46	0,40	0,38	0,35	0,33
5	0,56	0,52	0,48	0,41	0,39	0,37	0,35
0	0,57	0,53	0,49	0,43	0,40	0,38	0,36
5	0,59	0,54	0,50	0,44	0,42	0,39	0,37
0	0,60	0,56	0,52	0,45	0,43	0,41	0,39
5	0,61	0,57	0,53	0,47	0,44	0,42	0,40
0	0,62	0,58	0,54	0,48	0,45	0,43	0,41
5	0,63	0,59	0,55	0,49	0,46	0,44	0,42
0	0,64	0,60	0,56	0,50	0,47	0,45	0,43
5	0,65	0,61	0,57	0,51	0,48	0,46	0,44
0	0,66	0,62	0,58	0,52	0,49	0,47	0,45
5	0,67	0,63	0,59	0,53	0,50	0,48	0,46

Nachdem man mit Hilfe der Tafel II das Maß x bestimmt hat, zieht man die Null-Linie in die Querschnittsskizze rechtwinklig zur Richtung des resultierenden Momentes ein.

Dann bestimmt man den Richtwert

$$x_1 = \frac{x}{r} \quad (10)$$

d. h. das Maß x für einen Ersatzkreis vom Halbmesser r und sucht diesen Wert in der Tafel III auf. Dann kann man unmittelbar aus dieser Tafel für den Betondruckquerschnitt der Ersatzkreisfläche bestimmen:

1. das statische Moment

$$S_K = k_S \cdot r^3 \quad (11)$$

2. die Entfernung der resultierenden Betondruckkraft von der Null-Linie (s. Bild 3):

$$v_D = k_v \cdot r \quad (12)$$

Die Größe der Betondruckkraft D_K , die der Kreisabschnitt aufnehmen kann, ergibt sich aus:

$$D_K = \frac{\sigma_K \cdot S_K}{x} \quad (13)$$

Tafel III

Werte für einen Kreis mit dem Halbmesser 1

x_1	k_S	k_v	x_1	k_S	k_v
0,5305	0,1455	0,3079	0,9477	0,5872	0,5572
0,5460	0,1560	0,3160	0,9651	0,6130	0,5679
0,5616	0,1671	0,3256	0,9825	0,6395	0,5784
0,5774	0,1788	0,3350	1,0000	0,6666	0,5891
0,5933	0,1909	0,3447	1,0175	0,6945	0,5957
0,6093	0,2036	0,3546	1,0349	0,7227	0,6105
0,6254	0,2169	0,3670	1,0523	0,7516	0,6212
0,6416	0,2316	0,3744	1,0698	0,7812	0,6319
0,6580	0,2453	0,3832	1,0872	0,8112	0,6426
0,6744	0,2603	0,3922	1,1045	0,8417	0,6533
0,6910	0,2760	0,4025	1,1219	0,8730	0,6642
0,7076	0,2923	0,4119	1,1392	0,9047	0,6750
0,7244	0,3092	0,4227	1,1564	0,9367	0,6856
0,7412	0,3268	0,4327	1,1736	0,9695	0,6957
0,7581	0,3450	0,4429	1,1908	1,0027	0,7064
0,7750	0,3636	0,4524	1,2079	1,0362	0,7177
0,7921	0,3832	0,4632	1,2250	1,0706	0,7285
0,8092	0,4033	0,4748	1,2419	1,1054	0,7390
0,8264	0,4248	0,4840	1,2588	1,1398	0,7497
0,8436	0,4454	0,4939			
0,8608	0,4673	0,5042			
0,8781	0,4901	0,5146			
0,8955	0,5134	0,5255			
0,9128	0,5373	0,5360			
0,9302	0,5618	0,5468			

Die Skizze des Stützenquerschnittes wird jetzt dahingehend ergänzt, daß man die Entfernungen v der Stahlstäbe von der Null-Linie einträgt. Die ergänzte Zeichnung ist in Bild 3 dargestellt. Es ist belanglos, ob die Stäbe innerhalb oder außerhalb des Ersatzkreises liegen.

Sehr dicht an der Null-Linie liegende Stäbe läßt man bei der Bemessung am besten unberücksichtigt, da ihr Einfluß wegen der geringen Spannung nur gering ist (in Bild 3 der Stab 4).

Schließlich benötigt man für die Bemessung noch den Zug- und Druckmittelpunkt der Stahleinlagen. Ihre Abstände v_R auf der Zugseite und $v_{R'}$ auf der Druckseite sind:

$$v_R = \frac{J_F}{S_F} = \frac{15 \sum F_e \cdot v^2}{15 \sum F_e \cdot v} \quad (14)$$

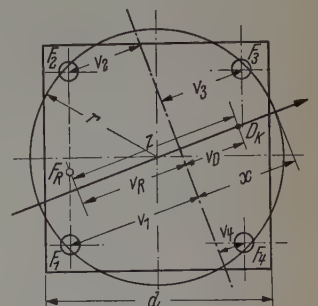
$$v_{R'} = \frac{\sum F_e' \cdot v^2}{\sum F_e' \cdot v} \quad (15)$$

und entsprechend

$$v_{R'} = \frac{\sum F_e' \cdot v^2}{\sum F_e' \cdot v} \quad (16)$$

Meist wird man aus konstruktiven Gründen die Stäbe auf der Zugseite gleich stark wählen und für sich auch diejenigen auf der Druckseite. Dann ist:

$$v_R = \frac{\sum v^2}{\sum v} \quad (17)$$



und

$$v_R' = \frac{\sum v'^2}{\sum v'} \quad (18)$$

Aus den zuvor entwickelten Gleichungen (12) und (15) bzw. (17) ergibt sich durch Addition der Hebelarme der inneren Kräfte für den einfach bewehrten Querschnitt:

$$z = v_D + v_R \quad (19)$$

Die Spannung in dem von der Null-Linie am weitesten entfernt liegenden Stab haben wir mit σ_e zugrunde gelegt. Sein Abstand von der Null-Linie sei v_e . Dann ist die Spannung in einem beliebigen Stab a auf der Zug- oder Druckseite (das Vorzeichen ist zu beachten!):

$$\sigma_a = \sigma_e \frac{v_a}{v_e} \quad (20)$$

Nach dieser Gleichung bestimme man die Spannungen für alle vorgesehenen Stäbe auf der Zug- und auf der Druckseite.

Die Stäbe, multipliziert mit ihren zugehörigen Stahlspannungen, ergeben die Zugkräfte $Z_1 \dots Z_n$. Die resultierende Zugkraft ist somit:

$$Z_R = \sum_1^n Z = \sum_1^n (F_e \cdot \sigma_e) \quad (21)$$

Mit σ_{eR} als Stahlspannung des resultierenden Zugstabes (Summe der Querschnitte aller Zugstäbe) ist:

$$Z_R = \sigma_{eR} \cdot \sum F_e$$

oder

$$\sigma_{eR} = \frac{\sum (F_e \cdot \sigma_e)}{\sum F_e} \quad (22)$$

und entsprechend für die Druckstäbe:

$$\sigma_{eR}' = \frac{\sum (F_e' \cdot \sigma_e')}{\sum F_e'} \quad (23)$$

Werden alle Stäbe auf der Zugseite und für sich auch diejenigen auf der Druckseite gleich gewählt, so vereinfachen sich die Gleichungen der resultierenden Stahlspannungen wie folgt:

$$\sigma_{eR} = \frac{\sum \sigma_e}{A} \quad (24)$$

und

$$\sigma_{eR}' = \frac{\sum \sigma_e'}{A} \quad (25)$$

Hierin ist A die vorgesehene Anzahl der Druck- bzw. Zugstäbe.

Nachdem jetzt durch (17) und (18) der Angriffspunkt der resultierenden Stabkräfte und durch (24) und (25) die zugehörigen resultierenden Stahlspannungen festgelegt sind, sind alle Beziehungen des gewählten Querschnittes bekannt.

Für die Bemessung bildet man nun wie für einen auf Biegung und Längskraft beanspruchten Verbundquerschnitt im Zustand II das Moment $M_{eR} = M - N \cdot e_R$ (N als Druckkraft ist negativ einzusetzen) für den resultierenden Kraftangriff der Zugstäbe und behandelt dann den Querschnitt, als ob er lediglich durch dieses Moment beansprucht wäre, wobei zum Schluß der Zugstabquerschnitt um das Maß $\frac{N}{\sigma_{eR}}$ verändert wird.

Das Moment, das die Säule mit dem Ersatzkreisquerschnitt ohne Druckbewehrung aufnehmen kann, ist

$$M_1 = D_k \cdot z \quad (26)$$

oder wenn man D_k aus (13) einsetzt

$$M_1 = \frac{\sigma_K \cdot S_K \cdot z}{x} \quad (27)$$

Der hierzu gehörende Zugstabquerschnitt F_{eI} ist

$$F_{eI} = \frac{M_1}{\sigma_{eR} \cdot z} \quad (28)$$

Bei einem wirtschaftlich bemessenen Säulenquerschnitt wird immer $M_{eR} > M_1$ sein, da sonst der nach DIN 1045 geforderte Druckstabquerschnitt von 0,40% des F_b statisch nicht ausgenutzt wird.

Wenn die vorstehende Ungleichung nicht besteht, wird man die Säulenabmessung verkleinern, sofern nicht konstruktive Gründe

dagegen sprechen. Bei den richtig bemessenen Stützen wird Differenzmoment übrig bleiben von

$$\Delta M = M_{eR} - M_1$$

Das Differenzmoment wird durch ein Kräftepaar aufgefüllt, gebildet aus den Stabquerschnitten auf der Zug- und Druckseite mit den für die Stahlresultierenden ermittelten Spannungen und σ_{eR}' im Zug- bzw. Druckmittelpunkt angreifend gedacht

$$\Delta M = F_{eI}' \cdot \sigma_{eR}' \cdot c_R = F_{eII} \cdot \sigma_{eR} \cdot c_R$$

Hierzu ist

$$c_R = v_R + v_R'$$

Schließlich ist noch der Zugstabquerschnitt um den Querschnitt

$$F_{eIII} = \frac{N}{\sigma_{eR}}$$

zu verändern (N als Druckkraft ist negativ einzusetzen). Der gesamte Zugstabquerschnitt ist

$$F_e = F_{eI} + F_{eII} + F_{eIII}$$

bzw.

$$F_e = \frac{M_1}{\sigma_{eR} \cdot z} + \frac{\Delta M}{\sigma_{eR} \cdot c_R} + \frac{N}{\sigma_{eR}}$$

Somit ist die Bemessung abgeschlossen, und es soll jetzt zur Hand eines Beispiels die praktische Anwendung gezeigt werden.

1. Beispiel

Gegeben $N = 10$ t, $M_x = 1,30$ tm, $M_y = 3,20$ tm.

Die zulässigen Beanspruchungen sind $\sigma_b = 100$ kg/cm², $\sigma_e = 1400$ kg/cm².

Vorgesehen ist eine quadratische Säule mit der Kantenlänge $d = 30$ cm.

Der Richtungswinkel des resultierenden Momentes ist:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{M_y}{M_x} = \frac{3,20}{1,30} = 2,463 \\ \alpha &= 67,9^\circ \quad \sin \alpha = 0,9265 \end{aligned}$$

Die Größe des resultierenden Momentes ist:

$$M_R = \frac{M_y}{\sin \alpha} = \frac{3,20}{0,9265} = 3,45 \text{ tm}$$

Der Halbmesser des Ersatzkreises ist nach (1):

$$r = 0,565 \cdot 30 = 17 \text{ cm}$$

Die zulässige Kreisrandspannung ergibt sich nach der Tafel 10 als $\alpha = 68^\circ$:

$$\sigma_K = k_K \cdot \sigma_b = 0,87 \cdot 100 = 87 \text{ kg/cm}^2$$

Der Querschnitt der Säule wird jetzt nach Bild 4 aufgeteilt und es wird hieraus abgelesen

$$h = 31,5 \text{ cm}$$

Die Null-Linie wird mit Hilfe der k_x -Werte in Tafel II bestimmt

$$x = k_x \cdot h = 0,48 \cdot 31,5 = 15,1 \text{ cm}$$

Der Wert

$$x = \frac{x}{r} = \frac{15,1}{17} = 0,888$$

wird jetzt in der Tafel III aufgesucht; er liegt etwa in der Mitte zwischen zwei Tafelwerten. Daher werden auch die Werte k_s und k_v gemittelt. Es ist:

$$S_K = k_s \cdot r^3 = 0,5017 \cdot 17^3 = 2465 \text{ cm}^3$$

$$v_D = k_v \cdot r = 0,5200 \cdot 17 = 8,84 \text{ cm}$$

Die Abstände von der Null-Linie werden aus Bild 4 abgegriffen.

Es ist:

$$\begin{aligned} v_I &= 16,5 \text{ cm} \\ v_{II} &= 8,0 \text{ cm} \\ v_{III} &= 12,5 \text{ cm} \\ v_{IV} &= 4,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

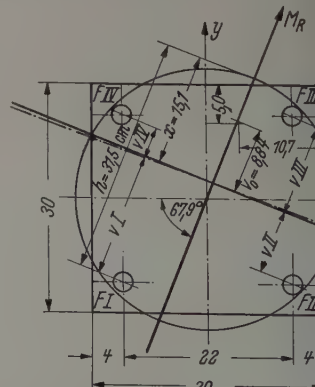


Bild 4

Stäbe auf der Druckseite und für sich diejenigen auf der
te sollen gleich groß gewählt werden. Daher ergeben sich die
ungsmittelpunkte nach (17) und (18):

$$v_R = \frac{\sum v^2}{\sum v} = \frac{16,5^2 + 8,0^2}{16,5 + 8} = \frac{336}{24,5} = 13,7 \text{ cm},$$

$$v_R' = \frac{\sum v^{2'}}{\sum v'} = \frac{12,5^2 + 4,0^2}{12,5 + 4} = \frac{172}{16,5} = 10,4 \text{ cm},$$

$$c_R = v_R + v_R' = 13,7 + 10,4 = 24,1 \text{ cm},$$

$$z = v_D + v_R = 8,84 + 13,7 = 22,54 \text{ cm}.$$

Stahlspannungen in den einzelnen Stäben sind nach (20)

$$\sigma_{eI} = 1400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eII} = 1400 \cdot \frac{8,0}{16,5} = 680 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eIII'} = -1400 \cdot \frac{12,5}{16,5} = -1060 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eIV'} = -1400 \cdot \frac{4,0}{16,5} = -340 \text{ kg/cm}^2.$$

resultierenden Stahlspannungen ergeben sich aus (24) und (25) zu:

$$\sigma_{eR} = \frac{1400 + 680}{2} = 1040 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eR'} = \frac{1060 + 340}{2} = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Abstand des Spannungsmittelpunktes der Zugstäbe von Kreis-
in Richtung M_R ist:

$$e = v_R + x - r = 13,7 + 15,1 - 17 = 11,8 \text{ cm}$$

daher

$$M_e = 3,45 + 10,0 \cdot 0,118 = 3,45 + 1,18 = 4,63 \text{ tm}.$$

on kann der unbewehrte Betondruckquerschnitt nach (27)
ahmen:

$$M_1 = \frac{\sigma_K \cdot S_K}{x} \cdot z = \frac{87 \cdot 2465}{15,1} \cdot 22,54 = 14200 \cdot 22,54 = 320000 \text{ kg/cm} = 3,20 \text{ tm}.$$

n Zusatzbewehrung muß aufgenommen werden:

$$\Delta M = M_e - M_1 = 4,63 - 3,20 = 1,43 \text{ tm}.$$

erforderlichen Stabquerschnitte sind nach (30) und (34):

$$F_e' = \frac{\Delta M}{\sigma_{eR'} \cdot c_R} = \frac{143000}{700 \cdot 24,1} = 8,5 \text{ cm}^2,$$

$$F_e = \frac{M_1}{\sigma_{eR} \cdot z} + \frac{\Delta M}{\sigma_{eR} \cdot c_R} - \frac{N}{\sigma_{eR}} = \frac{320000}{1040 \cdot 22,54} + \frac{143000}{1040 \cdot 24,1} - \frac{10000}{1040} = 13,70 + 5,72 - 9,60 = 9,82 \text{ cm}^2.$$

gewählte Stütze 30/30 cm ist auf der Zugseite mit 2 $\varnothing$ 26 und
der Druckseite mit 2 $\varnothing$ 24 zu bewehren.

s Bemessungsverfahren ermöglicht auch eine sehr einfache
prüfung, da fast alle hierfür erforderlichen Werte bereits er-
elt sind:

$N = 0$

uflast -10000 kg

etondruckkraft $+14200 \text{ kg}$

ahldruckkraft $8,50 \cdot 700 = +5950 \text{ kg}$

ahlzugkraft $9,80 \cdot 1040 = -10192 \text{ kg}$
 $-20192 \text{ kg} + 20150 \text{ kg}.$

$M = 0$

s werden die Momente um die Nullachse angesetzt.

Ausmittigkeit des Kraftangriffes, bezogen auf die Null-Linie, ist:

$$\frac{M_R}{N} - r + x = \frac{345}{10,00} - 17 + 15,1 = 32,6 \text{ cm}.$$

$$\begin{aligned} \text{Das äußere Moment ist } & 10000 \cdot 0,326 = +3260 \text{ kgm} \\ \text{Aus Betondruckkraft } & 14200 \cdot 0,0884 = -1255 \text{ kgm} \\ \text{„ Stahlzug } F_I & 4,90 \cdot 1400 \cdot 0,165 = -1132 \text{ kgm} \\ & F_{II} 4,90 \cdot 680 \cdot 0,080 = -267 \text{ kgm} \\ \text{„ Stahldruck } F_{III} & 4,25 \cdot 1060 \cdot 0,125 = -563 \text{ kgm} \\ & F_{IV} 4,25 \cdot 340 \cdot 0,040 = -58 \text{ kgm} \\ & -3275 \text{ kgm} + 3260 \text{ kgm}. \end{aligned}$$

Um den Beweis für die Genauigkeit des Ersatzkreisverfahrens zu
führen, werden die Spannungen für den vorstehenden Querschnitt
mit den nach dem genauen Verfahren von Löser ermittelten
Spannungen verglichen [5]. Hierbei wurde eine zweifache Ver-
besserung der Null-Linie durchgeführt, so daß das Ergebnis sehr
genau ist. Die Gegenüberstellung ergibt:

Größe	Ersatzkreisverfahren	Spannungsnachweis	Fehler
Betondruckkraft	14 200 kg	14 100 kg	1 %
Betonspannung	- 100 kg/cm ²	- 99 kg/cm ²	1 %
Spannung Stab F_I	1 400 kg/cm ²	1 370 kg/cm ²	2 %
Spannung Stab F_{II}	680 kg/cm ²	686 kg/cm ²	1 %
Spannung Stab F_{III}	-1 060 kg/cm ²	-1 045 kg/cm ²	1,5%
Spannung Stab F_{IV}	- 340 kg/cm ²	- 360 kg/cm ²	5,5%

Weiter sind in Bild 4 die nach Löser ermittelte Null-Linie strich-
punktiert und der Druckmittelpunkt der Betonspannungen, sowohl
für das Ersatzkreisverfahren (v_D) als auch für den Spannungsnach-
weis nach Löser ($v_D = 5,0$, $u_D = 10,7$), eingetragen. Sowohl für
die Null-Linie als auch für den Druckmittelpunkt liegen die Ab-
weichungen, im Maßstab 1:5 abgegriffen, bei etwa 0,5 cm.

Außer dem vorstehenden Beispiel ist noch ein weiteres nach dem
Ersatzkreisverfahren bemessen und nach Löser überprüft worden.
Die Rechnungswege sollen hier nicht wiederholt, sondern nur die
Ergebnisse wie in dem vorstehenden Beispiel gegenübergestellt
werden.

2. Beispiel

Hier sind ganz ähnliche Verhältnisse wie im 1. Beispiel zugrunde
gelegt; lediglich die Momente sind so verändert, daß die Richtung
des resultierenden Moments nahezu mit der Diagonalen zusammen-
fällt. Die beiden Stäbe, die sehr dicht an der Null-Linie liegen,
sind in der Berechnung vernach-
lässigt, da ihr Einfluß nur sehr
gering ist (s. Bild 5).

Gegeben:

$$N = 10 \text{ t}, M_y = 3,04 \text{ tm}, \\ M_x = 2,66 \text{ tm}.$$

Zugelassene Spannungen:

$$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Ermittelt:

$$F_1 = 7,09 \text{ cm}^2, \\ F_3 = 6,60 \text{ cm}^2.$$

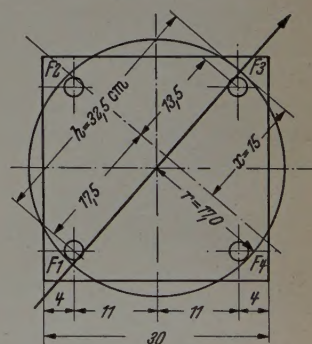


Bild 5

Ergebnis:

Größe	Ersatzkreisverfahren	Spannungsnachweis	Fehler
Betondruckkraft	12,85 t	12,60 t	2 %
Betonspannung	100 kg/cm ²	99 kg/cm ²	1 %
größte Stahlzugspannung	1400 kg/cm ²	1380 kg/cm ²	1,5%
Stahldruckspannung	1080 kg/cm ²	1050 kg/cm ²	3 %

Abschließend ist zu sagen, daß das Ersatzkreisverfahren in un-
günstigen Fällen zwar Fehler bis zu etwa 10% bringt, gegenüber
der genauen Berechnung hat es jedoch den großen Vorzug, daß alle
Gleichungen kurz und übersichtlich sind und so die Gefahr, daß sich
durch umständliche und unübersichtliche Rechnungswege grobe
Fehler einstellen, entfällt. Dazu wird ganz erheblich an Zeit bei der
Berechnung eingespart.

Schrifttum:

- [1] Pucher, Über schiefe Biegung von Eisenbetonstäben, Bauingenieur 1940, S. 131.
- [2] Werner und Klingberg, Berechnung von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten, die von nicht-axialen Biegemomenten beansprucht sind, B. u. E. 1938, S. 377.
- [3] Säger, Ein Verfahren zur Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft, Bauingenieur 1941, S. 217.
- [4] Krebs, Schiefe Biegung, Bemessungsdiagramme für rechteckige Stahlbetonquerschnitte mit symmetrischer Bewehrung, Wiesbaden-Berlin 1954, Bauverlag GmbH.
- [5] Löser, Bemessungsverfahren, 15. Auflage, S. 144, Berlin 1955, Wilh. Ernst u. Sohn.

Verschiedenes

Kugelschlagprüfung von Gas- und Schaumbeton

Richtlinien für die Anwendung — Entwurf, Juni 1955

Die folgende Anleitung für die Kugelschlagprüfung von Gas- und Schaumbeton ist von o. Professor Dr.-Ing. K. Gaede, Hannover, im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton aufgestellt worden. Sie erweitert die Anwendung des durch DIN 4240 — Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge (Ausgabe September 1954) erstmalig anerkannten Prüfverfahrens auf Gas- und Schaumbeton.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton hat durch das Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens (Institut für Bauingenieurwesen) der Technischen Hochschule Hannover und durch die Materialprüfanstalten der Technischen Hochschulen München und Stuttgart Versuche mit Kugelschlaghämmern an Gas- und Schaumbeton durchführen lassen. Diese Versuche, über die an anderer Stelle ausführlicher berichtet werden soll, haben ergeben, daß das Kugelschlagverfahren auch für Gas- und Schaumbeton brauchbar ist.

Änderungs- und Ergänzungswünsche sind zu richten an den Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, Berlin W 15, Bundesallee 215-18.

1. Allgemeines

1.1 Vorbemerkung

Die Festigkeit von Gas- und Schaumbeton wird nach DIN 4164 (Gas- und Schaumbeton, Richtlinien für die Herstellung, Verwendung und Prüfung, Abschn. 7) geprüft. Zu diesem Zweck müssen die Bauteile zerstört und aus ihnen Probewürfel gesägt werden. Der Aufwand für die Prüfung ist beträchtlich.

Es besteht deshalb für den Hersteller, den Händler und den Verbraucher der Wunsch, die Festigkeit von Gas- und Schaumbeton zerstörungsfrei mit einem möglichst einfachen Verfahren festzustellen. Es lag nahe, hierbei auf die Kugelschlagprüfung zurückzugreifen, wie sie nach DIN 4240 für Beton mit dichtem Gefüge eingeführt ist.

Bei der Kugelschlagprüfung wird aus der Größe der Durchmesser von Kugeleindrücken, die auf dem zu untersuchenden Körper aus Beton angebracht werden, die Würfeldruckfestigkeit des Gas- und Schaumbetons abgeschätzt. Die Kugeleindrücke werden dabei durch einen Schlag hergestellt, also durch dynamische Kräfte, im Gegensatz zu den statischen Kräften, die in der Regel bei der Härteprüfung von Metallen angewendet werden (Brinell u. a.).

1.2 Ziel der Prüfung

Überprüfung der Druckfestigkeit von Gas- und Schaumbeton im Herstellerwerk, auf dem Lager und auf der Baustelle ohne Zerstörung der geprüften Werkstücke.

1.3 Geräte¹⁾

1.31 Federhammer (Frank)²⁾

1.32 Pendelhammer (Einbeck)³⁾

Kugelschlaghämmer (Übersicht)

	Federhammer halber Schlag	Pendelhammer halber Schlag
Schlagarbeit (kgcm)	12,5	68,5
Veränderung der Schlagarbeit durch	Spannweg der Feder 2,5 cm	Fallwinkel 90° Fallhöhe 35 cm
Durchmesser der Prüfkugel (mm) (Sonderausführung für Gas- und Schaumbeton)	20	35

1.33 Meßgeräte

Die erzeugten Kugeleindrücke werden mit Meßgeräten ausgemessen, die eine Ablesung des Eindruckdurchmessers mit einer Genauigkeit von 0,2 mm beim Federhammer und 0,5 mm beim Pendelhammer erlauben. Als zweckmäßig haben sich erwiesen handelsübliche Ableselupen mit etwa 6facher Vergrößerung, in die ein Anlegemaßstab mit eingezähter Strichteilung (Teilung 0,1 bis

0,2 mm) eingebaut ist. Der erforderliche Meßbereich ist Federhammer ~ 15 mm, für den Pendelhammer ~ 25 mm. Pendelhammer können auch Anlegemaßstäbe, Meßkeile u. nutzt werden.

Durchführung der Kugelschlagprüfung mit dem Federhammer

2.1 Der Probekörper, der mindestens zwei parallele ebenen Grenzungsflächen haben muß, ist mit einer von diesen auf eine Unterlage (Betonfußboden, Betonblock von $\geq 0,5 \text{ m}^3$) mit waagerechter Oberfläche zu legen.

2.2 Der Federhammer ist auf „halbe“ Schlagarbeit einzustellen (12,5 kgcm).

2.3 Der Durchmesser der Prüfkugel muß 20 mm sein.

2.4 Auf zwei gegenüberliegende Seitenflächen des Probekörpers sind mindestens je 5, zusammen also 10 Eindrücke mit dem Kugelschlaghammer zu machen. Dieser ist dabei mit der Prüfkugel die waagerechte Oberfläche zu setzen; durch ruhig gesteuerten Druck auf das halbkugelförmige Ende ist der Hammer so herunterzudrücken, bis die Feder ausgelöst wird und den Schlag ausübt. Die Eindrücke sind möglichst gleichmäßig über die Fläche zu verteilen. Erkennbare Fehlstellen sind zu vermeiden. Die Eindrücke sollen mindestens 3 bis 4 cm von den Kanten entfernt sein.

2.5 Vor dem Anbringen der Kugeleindrücke empfiehlt sich eine kurze Bearbeitung der Oberfläche der Probekörper mit einem Schleifstein. Dabei füllen sich die an der Oberfläche befindlichen Poren mit Schleifstaub. Hierdurch erhält man klare und gut meßbare Eindrücke.

2.6 Die Durchmesser der Kugeleindrücke sind mit einer Lupe (Meßbereich ~ 15 mm) mit einer Genauigkeit von 0,2 mm abzulesen, und zwar in zwei zueinander senkrechten Richtungen. Wenn die beiden Durchmesser eines Eindrucks mehr als 20% voneinander abweichen, soll er nicht berücksichtigt werden. Das arithmetische Mittel der gemessenen Werte ist in den Prüfbericht aufzunehmen.

2.7 Die Schlagenergie des Federhammers (halber Schlag) ist an angemessenen Zeitabständen nachzuprüfen. Der Hammer ist neu einzustellen, falls er nicht justiert ist.

Der statische Auslösedruck des Federhammers, der gleichfalls zu bestimmen ist, soll 30 kg nicht überschreiten.

2.8 Zahlentafel zur Abschätzung der Würfeldruckfestigkeit W_m aus dem Durchmesser d des Kugeleindrucks

Die in der Tafel 1 angegebenen W/d -Werte für den Kugelschlaghammer gelten für senkrecht von oben nach unten gefälligen Schlag. Wird der Hammer waagerecht oder von unten nach oben gerichtet benutzt, so ist der Einfluß der Schwerkraft zu berücksichtigen und zwar ist bei dem zu verwendenden halben Schlag bei waagerechter Hammerstellung ein Abzug von 10% von den W -Werten beim Schlag von unten nach oben ein solcher von 20% zu machen.

Für den bei Untersuchung eines Betons festgestellten Eindruckdurchmesser d (als Mittel aus mindestens 10 Eindrücken) gibt die Zahlentafel 1 den Mittelwert der zu erwartenden Würfeldruckfestigkeit W_m an. Diese Festigkeit wird mit 50% Wahrscheinlichkeit erreicht, d. h. ebensooft überschritten wie unterschritten.

Da für die Beurteilung der Tragfähigkeit und Sicherheit von Bauteilen die vorhandene Mindestfestigkeit maßgebend ist, ist hierfür ein Wert $W_{90\%}$ angegeben, der mit hoher Wahrscheinlichkeit (90%) erreicht oder überschritten wird. Nur in 10% aller Fälle würde man damit rechnen müssen, daß die tatsächliche Festigkeit noch — um einen im allgemeinen nur geringen Betrag — niedriger ausfällt als $W_{90\%}$.

Ist z. B. an einer Gasbetonprobe mit dem Federhammer (halber Schlag) der mittlere Durchmesser der Kugeleindrücke mit 9

¹⁾ Genauere Beschreibung in „Die Kugelschlagprüfung von Beton“, K. Gaede, Heft 107 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton 1952, Vertrieb durch W. Ernst & Sohn.

²⁾ Lieferung durch Fa. Karl Frank GmbH, Meßwerkzeug- und Prüfmaschinenbau, Weinheim-Birkenau (Bergstraße).

³⁾ Lieferung durch Herrn Karl-August Einbeck, Berat. Ing. für das Bauwesen, Coburg, Bergstraße 7d.

⁴⁾ Eine Anweisung hierzu ist in ¹⁾ Seite 17 bis 23 enthalten. Wegen der Schwierigkeit des Justierens empfiehlt es sich, hierfür die Herstellerfirma oder eine Materialprüfanstalt zu beauftragen.

worden, so liest man aus der Tafel 1 ab: wahrscheinlichster Würfeldruckfestigkeit (W_{mittel}) 43 kg/cm², mit einer Wahrscheinlichkeit (90%) ist die Festigkeit mindestens 37 kg/cm² ($W_{90\%}$). Die Güteklasse 25 ist somit sicher erreicht. Die Aufstellung der Tafel 1 sind die Würfeldruckfestigkeiten zur Treibrichtung bei Gasbeton bzw. senkrecht zur Gießrichtung bei Schaumbeton verwandt worden. Die Angaben beziehen sich auf in gleicher Weise geprüfte Porenbetonproben.

Tafel 1. Prüfung mit dem Federhammer

Druckfestigkeit W in Abhängigkeit vom Durchmesser d des Kugeleindrucks

Durchmesser der Prüfkugel 20 mm, halber Schlag (12,5 kgcm), Schlag lotrecht abwärts

	Mittel- festigkeit W_m kg/cm ²	Mindest- festigkeit $W_{90\%}$ kg/cm ²	Eindruck- durchmesser d mm	Mittel- festigkeit W_m kg/cm ²	Mindest- festigkeit $W_{90\%}$ kg/cm ²
105	81	11,8	26	18	18
98	76	12,0	25	17	17
91	71	12,2	24	16	16
85	66	12,4	23	15	15
79	61	12,6	22	14	14
74	57	12,8	21	13	13
69	53	13,0	20	12	12
65	49	13,2	19	12	12
61	46	13,4	18	11	11
57	44	13,6	18	10	10
54	41	13,8	17	10	10
51	39	14,0	16	9	9
48	36	14,2	16	8	8
45	34	14,4	15	8	8
43	32	14,6	15	7	7
40	30	14,8	14	7	7
39	29	15,0	14	7	7
36	27	15,2	13	6	6
35	25	15,4	13	6	6
33	24	15,6	12	5	5
31	22	15,8	12	5	5
30	21				
28	20				
27	19				

Führung der Kugelschlagprüfung mit dem Pendelhammer

Die Versuche mit dem Pendelschlaghammer (3) sind in ähnlicher Weise und an gleichartigen Probekörpern vorzunehmen, wie bei der Federhammer angegeben ist.

An zwei gegenüberliegenden Seitenflächen des Probekörpers mindestens 5 (zusammen also 10) Kugeleindrücke zu machen.

Die Versuche mit dem Pendelhammer sind mit der 35-mm-Durchmesser mit der halben Schlagenergie von 68,5 kgcm auszuführen: Aufstellung senkrecht nach oben, Schlag nach einem Pendelschlag 90° auf waagerechte Fläche.

Auflagerung der Probekörper bei den Versuchen wie nach 2.1. Handhabung des Hammers

Der Pendelhammer besteht aus einer Haltegabel, in der ein Pendel mit einem etwa 2 kg schweren Gewicht gelagert ist. An diesem ist eine gehärtete Stahlkugel durch Überwurfmutter be-

festigung der Herstellung von Kugeleindrücken wird die Gabel fest auf einer waagerechten Fläche in gleicher Höhe mit der Oberfläche der Probe gedrückt, das Pendel angehoben und aus der senkrechten Stellung losgelassen. Die Schlagarbeit ist dann 68,5 kgcm. Der Schlag soll nach dem Aufschlag mit der Hand vor nochmaligem Schlag aufgefangen werden.

Der halbe Schlag kann auch auf senkrechte Flächen ausgeübt werden. Dabei wird das Pendel aus der waagerechten Stellung losgelassen. Die Probe ist in diesem Falle satt gegen eine aus der Wand feste und dicke Wand zu legen.

Ablesen der Eindruckdurchmesser

Beim Federhammer sollen in der Regel zwei zueinander senkrecht stehende Durchmesser des Kugeleindrucks abgelesen und gemittelt werden (Abschn. 2.6).

Wegen der Meßgeräte gilt Abschn. 1.33.

Zahlentafel zur Abschätzung der Würfeldruckfestigkeit W in Abhängigkeit vom Durchmesser d des Kugeleindrucks

Bei der Untersuchung eines Gas- oder Schaumbetons festgelegten Eindruckdurchmesser d (als Mittel aus mindestens 10 Eindrücken) gibt die Tafel 2 den wahrscheinlichen Mittelwert W_m der

zu erwartenden Würfeldruckfestigkeit und den $W_{90\%}$ -Wert an. $W_{90\%}$ ist die Festigkeit, die mit hoher (90%iger) Wahrscheinlichkeit mindestens erreicht wird. Wegen der weiteren Erläuterungen wird auf Abschn. 2.8 verwiesen, der sinngemäß auch hier gilt.

Tafel 2. Prüfung mit dem Pendelhammer

Würfeldruckfestigkeit W von Gas- und Schaumbeton in Abhängigkeit von dem Durchmesser d des Kugeleindrucks

Durchmesser der Meßkugel 35 mm, halber Schlag (68,5 kgcm), Schlag lotrecht abwärts

Eindruck- durchmesser d mm	Mittel- festigkeit W_m kg/cm ²	Mindest- festigkeit $W_{90\%}$ kg/cm ²	Eindruck- durchmesser d mm	Mittel- festigkeit W_m kg/cm ²	Mindest- festigkeit $W_{90\%}$ kg/cm ²
13,0	129	114	21,0	29	23
13,5	112	91	21,5	27	21
14,0	102	82	22,0	25	19
14,5	89	74	22,5	23	18
15,0	83	65	23,0	22	16
15,5	74	60	23,5	20	15
16,0	68	54	24,0	19	14
16,5	62	49	24,5	18	13
17,0	56	45	25,0	17	12
17,5	51	41	25,5	16	11
18,0	47	38	26,0	15	10
18,5	43	35	26,0	14	9
19,0	41	32	27,0	14	8
19,5	37	29	27,5	13	8
20,0	34	27	28,0	12	7
20,5	32	25			

Hinweise

4.1 Die Tafeln für die Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit W von Gas- und Schaumbeton von dem Durchmesser d des Kugeleindrucks sind gewonnen an einigen mehr oder weniger zufällig zur Verfügung stehenden Erzeugnissen einiger seinerzeit in der Fertigung befindlicher Werke. Da es nicht undenkbar ist, daß andere Erzeugnisse, ja selbst die unter Umständen etwas abgeänderten Erzeugnisse der zunächst herangezogenen Werke, gewisse Abweichungen aufweisen, erscheint eine gelegentliche Nachprüfung durch unmittelbare Druckversuche der zunächst mit dem Kugelschlagverfahren geprüften Proben nach DIN 4164 geboten.

4.2 Die Versuche, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton im Jahre 1952/53 durchgeführt sind, haben keine Veränderung der Festigkeit der geprüften Gas- und Schaumbetone mit der Zeit und auch keine Änderung des Verhältnisses der Festigkeit zum Durchmesser des Kugeleindrucks in Abhängigkeit von dem Alter der Proben ergeben.

Nachdem sich aber für die Schwerbetone eine deutliche Abhängigkeit des Verhältnisses der Würfeldruckfestigkeit zum Durchmesser der Kugeleindrücke vom Alter gezeigt hat (vgl. Bericht über: Kugelschlagprüfung an Beton mit dichtem Gefüge — Einfluß des Prüfalters auf das Ergebnis — von Prof. K. Gaede), sollten diese zeitlichen Änderungen auch bei den Gas- und Schaumbetonen durch einige Versuchsreihen nachgeprüft werden. Solange dies noch nicht geschehen ist, empfiehlt es sich, bei der Prüfung von Gas- und Schaumbeton in sehr hohem Alter einige Vergleichsproben mit unmittelbarer Druckfestigkeitsprüfung durchzuführen.

Österreichischer Betontag — Wien 1955

Der Österreichische Betontag 1955 wurde durch den Präsidenten des Österreichischen Betonvereins Baurat h. c. Dipl.-Ing. Max Tazoll mit der Verleihung der goldenen Ehrenmünze an Prof. Dr.-Ing. Mirko Roš (Zürich) eröffnet.

Die Vorträge hielten:

1. Direktor Dipl.-Ing. Bruno Freibauer („Universale“ Hoch- und Tiefbau A.G., Wien) über „Vorgespannte Startdecke Flughafen Schwechat/Wien“.

Ein 200 m langer Startbahnabschnitt wurde in zwei Platten mit je 96,25 × 59,90 m und zwei Zwischenstreifen von 3,75 × 59,90 m sowie in seitlich der Startbahn verlaufende Begrenzungsstreifen von je 0,25 m Breite unterteilt. Die Startdecke wurde in der Längs- und Querrichtung vorgespannt. Die einzelnen Spanglieder, Drahtbündel mit je 32 Einzeldrähten $\varnothing$ 5 mm aus Stahlgüte Δ 100 der Firma Felten & Guillaume (Bruck a. Mur, Steiermark), wurden in zunächst offenen Blechkanälen verlegt, angespannt und dann einbetoniert. Die Verankerungsplatten stützen sich gegen besonders bewehrte Streifen aus hochwertigem Beton.

2. Dr. techn. Dipl.-Ing. Josef Fritsch (Österr. Elektrizitätswirtschafts-A.G., Verbindungsgesellschaft Wien) über „Ultraschall im Dienste der Betonmeßtechnik“.

Der Vortragende wies darauf hin, daß im Zuge der Bestrebungen zu zerstörungsfreien Prüfungen von Beton zu gelangen die Einführung der Ultraschallmessungen einen großen Fortschritt bedeutet und gab anschließend einen umfassenden Bericht über deren Wirkungsweise und wichtigste Anwendungsgebiete.

3. Dr.-techn. Dipl.-Ing. Stefan Soretz, Ziv.-Ing. f. Bauwesen, Wien, über „Versuche und Entwicklungsarbeiten mit Torstahl“, und zwar Untersuchungen an Stahlbetondruckrohren mit Torstahlbewehrung sowie an Stahlbeton-Plattenbalken besonders großer äußerer Abmessungen.

Weiter gab der Redner die neuesten technischen Daten des nunmehr erstmalig in Österreich als Schlaffbewehrung mit einer Höchstspannung von 4700 kg/cm^2 zugelassenen Torstahl 80 durch die Stadt Wien bekannt.

4. Dr.-techn. Dipl.-Ing. Fritz Pfeffer, Ziv.-Ing. f. Bauwesen, Wien, über „Die Konstruktion des Wiener Hochhauses am Schottenring“.

Die Ausführungen umfaßten sowohl die Grundlagen des statischen Aufbaues, als auch jene der gewählten Gründung. Außerdem wurden die Ausgestaltungen der Verkleidung des Skelettbaues, die Herstellung der Deckenstrahlungsheizungen, der Fernsehantenne und des Dachgeschosses erläutert.

5. Senatsrat Dipl.-Ing. Anton Steinwender, Vorstand der Städt. Wasserwerke, Wien, über „Die wasserversorgungstechnischen Grundlagen des Leitungsspeichers der 1. Wiener Hochquellenleitung im Steinfeld bei Wiener Neustadt“.

In seinem Vortrag erläuterte der Vortragende die Wasserversorgungs- und bautechnischen Überlegungen, die zur Anlage des Speichers mit $600\,000 \text{ m}^3$ Inhalt, mit Erweiterungsmöglichkeit auf $900\,000 \text{ m}^3$, geführt haben. Dieser gewaltige Bau stellt eine besonders hervorzuhebende Leistung des Stahlbetonbaues dar.

6. Direktor Dipl.-Ing. Wilhelm Fessler, Wiener Hoch- & Tiefbau G.m.b.H., Wien, berichtete anschließend über die „Baudurchführung dieser Behälteranlage“.

Nach den Vorträgen fand eine Besichtigungsfahrt zu der Baustelle des Leitungsspeichers am Steinfeld und dann zu der Feinsandaufbereitung mit Rheax-Schlammanlage der Industriesandwerke Michael Heigl in Neufeld statt.

Abschließend vereinte ein geselliger Abend im Wiener Rathauskeller in traditioneller Weise alle Teilnehmer der großen Betonfamilie Österreichs und ihre zahlreichen Gäste.

Die Herbsttagung des Österreichischen Betonvereins ist vom 10.—13. September d. J. in Kitzbühel in Tirol mit einer Besichtigungsfahrt zum Donaukraftwerk Jochenstein vorgesehen.

Baravalle

Der III. Internationale Vakuum-Kongreß

Der CSIB — Centre Scientifique International Billner — hält alle zwei Jahre seinen Kongreß ab. Der letzte fand 1953 in Rom statt, der diesjährige in Paris. Auf dieser Tagung waren Teilnehmer von 18 Ländern anwesend, welche alle bereits mit dem Vakuum-Verfahren¹⁾ arbeiten. Mit Hilfe dieses Verfahrens sind früher nicht mögliche Arbeiten in den verschiedensten Ländern ausgeführt worden.

Bisher konnte man das Wasser aus dem Beton nur durch die Schalung absaugen, was die wirtschaftliche Anwendung des Vakuum-Verfahrens auf geringe Wanddicken (im allgemeinen bis 20 cm) beschränkt hat. Auf dem III. Kongreß wurde mitgeteilt, daß es gelungen ist, Innenabsauger zu konstruieren, mit Hilfe derer auch dickere Bauteile behandelt werden können. Dabei wurde festgestellt, daß dieses Verfahren noch billiger arbeitet als das bisherige. Damit ist ein wesentlicher Schritt zur Verallgemeinerung des Vakuum-Verfahrens gemacht.

Eine angenehme Begleiterscheinung des Verfahrens sind die vielfachen Möglichkeiten des Anhebens von Lasten durch die sog. Vakuum-Lifter. In Amerika hat man damit bereits Schalenstücke bis zu 25 t vom Betonierplatz abgehoben.

Karwat



Bild 1. Schornstein in Stahlbeton von 110 m Höhe, Bauzeit auf 2 Monate verkürzt durch Verwendung des Vakuumverfahrens

Bücherschau

Wendehorst: Bautechnische Zahlentafeln, 10. überarbeitete erweiterte Auflage, 243 Seiten, Stuttgart 1955, B. G. Teubner, 10,80 DM, Ganzleinen.

Die neue Auflage erscheint in bekannter Form. Änderungen Bauvorschriften und Querschnittswerten, die seit der vorhergehenden Auflage eingetreten sind, wurden berücksichtigt. Es kommen einige Erweiterungen. Die handliche Zusammenstellung vom Bauingenieur und Architekten vielfach gebrauchten Berechnungsgrundlagen und Tafelwerte bestimmen auch weiterhin den Wert des Buches für die Praxis.

Graf und Goebel: Verhütung von Bauschäden. Schutz der Bauwerke gegen chemische und physikalische Einflüsse. Mit Beiträgen von Karl Deininger, Otto Dewald, Franz Drexler, Hermann Goebel, Otto Graf, Friedrich Hartmann, Fritz Rudolf Lempp, Erwin Marquardt, Helmuth Möhle, Schaechterle, Guido Schultze, Bernhard Wedler, Werner Wenzel, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Neubearbeitete 2. Auflage. 304 Seiten. Format 24/17 cm. 2. Aufl. 1954. Preis DM 29,60. Deutscher Fachschriften-Verlag, Fachbuch-Verlag Stuttgart 1954.

Das erstmals 1929 erschienene Werk liegt, nach Umfang und Inhalt wesentlich erweitert, nunmehr in zweiter Auflage vor. Die Schäden aus Unkenntnis oder Unachtsamkeit hat es zu allen Zeiten gegeben. Die stets wachsende Zahl der Baustoffe und Bauarten immer kürzer werdenden Bauzeiten, die sich zeitlich häufenden Aufgaben vermehren die Möglichkeiten und Voraussetzungen der Bauschäden, wie es die nicht abreißenden Prozesse über große kleine Bauschäden, zum Teil auch die Unfälle deutlich zeigen. Der vorsorgliche und der laufende Bautenschutz tut z. B. der Volkswirtschaftlichen Werte heute mehr als je zuvor.

Im vorliegenden Buche haben führende Fachleute — teils beruflich ausgewählt, teils sehr eingehend — ihre Feststellungen, Erfahrungen über die chemischen und physikalischen Ursachen der Bauschäden aller Art und die zweckmäßigen und notwendigen Maßnahmen zu ihrer Vermeidung und Abstellung zusammengefasst. Die Bedeutung der vorliegenden zweiten Auflage des Werkes gegenüber anderen Schriften über diesen Gegenstand in der Darstellung und Behandlung der verschiedenartigsten Schäden an metallisch-anorganischen, metallischen und organischen Bau- und Konstruktionen im Hochbau, Industriebau, bei Brücken, Versorgungsleitungen, Straßen und Eisenbahnanlagen zu erblickend anschaulich bebilderte Buch, das selbst einen Abriß über den Schutz bringt — den man hier nicht erwartet, da Verstoß in diesem Gebiete zwar Menschen, nicht aber Bauten schädigen gehört in die Hände der Bauplaner, Konstrukteure, Bauleiter ausführenden wie auch der Männer der Industrie. Auch die Lehrenden und die studierende Jugend werden zum Wohle der Allgemeinheit den reichen Inhalt des Buches auszuwerten haben.

Hummel

Bucksch, H.: Wörterbuch für Ingenieurbau und Baumeister (Deutsch-Englisch, Englisch-Deutsch). 661 Seiten. Wiesbaden 1955, Bauverlag. Geb. 38,— DM.

Ein Fachwörterbuch des Ingenieurbaus mit einem so umfassenden und vorzüglichen Inhalt wird viele dankbare Benutzer finden. Selbst Beherrschung des Fachlichen und der Umgangssprache nützen nicht immer, um fremdsprachlichen Text richtig zu verstehen und noch viel mehr bedarf man des Fachwörterbuches, welches sich in der Fremdsprache fachlich unmißverständlich ausdrückt. Das Wörterbuch von Bucksch enthält nicht nur in erstaunlicher Zähligkeit auch die neuesten Begriffe, sondern gibt oft zu Grundwort eine so umfassende Zusammenstellung alles zusammenhängenden, daß man nebenher daraus einen fachlichen Einblick über ein Teilgebiet gewinnen kann. In Zweifelsfällen begriffliche Bedeutung der Wörter erläutert, so daß man das manchmal gern auch als Nachschlagewerk für die deutsche Sprache verwenden wird.

Ein solches, der besonders lebendigen Fachsprache gewidmet Buch bedarf der ständigen Fortentwicklung. Deshalb sind an den Nutzer aufgerufen, daran mitzuarbeiten und Ergänzungen vorzuschlagen.

Bornemann

¹⁾ B. u. St. 1953 H. 10 S. 243.